岩土工程地质学

YANTU GONGCHENG DIZHIXUE

张 勤 陈志坚 主编



黄河水利出版社

责任编辑　吕洪予
封面设计　谢　萍



ISBN 7-80621-432-1/P · 12
定 价：20.00元

P542
Z-609

岩土工程地质学

张　勤　陈志坚　主编

黄河水利出版社

图书在版编目(CIP)数据

岩土工程地质学/张勤,陈志坚主编. —郑州:黄河水利出版社,2000.7

ISBN 7-80621-432-1

Ⅰ.岩… Ⅱ.①张…②陈… Ⅲ.岩土工程-工程地质-高等学校-教材 Ⅳ.P642

中国版本图书馆 CIP 数据核字(2000)第 32122 号

责任编辑:吕洪予　　封面设计:朱　鹏

责任校对:周　宏　　责任印制:常红昕

出版发行:黄河水利出版社

地址:河南省郑州市顺河路黄委会综合楼 12 层　邮编:450003

发行部电话:(0371)6302620　传真:6302219

E-mail:yrcp@public2.zz.ha.cn

印　　刷:黄河水利委员会印刷厂

开　本:787mm×1092mm　1/16	印　张:13.00
版　次:2000 年 7 月　第 1 版	印　数:1—2 000
印　次:2000 年 7 月　郑州第 1 次印刷	字　数:316 千字

定　价:20.00 元

前　言

《岩土工程地质学》是编者在多年工程地质教学实践的基础上，根据土建、水利、测绘、工程力学及农业工程类等学科土木工程、水利水电工程、港口航道与海岸工程等专业的教学要求，并主要参考1988年以来由国家技术监督局和建设部联合发布的有关新的国家标准编写的。在编写过程中，我们试图：①不断拓宽学生的知识面，尽量使工程地质研究能够满足各类地质工程建设的需要，为同学们系统掌握工程地质理论、研究方法和今后能够正确地进行地质工程设计、施工等奠定良好的基础。②所编内容力求反映国内外近年来在工程地质研究中的新成果、新方法，并注意各种评价方法尽可能与新的国家标准相一致。③强调工程地质研究的实践性，尽量介绍有关地质现象的野外识别、各种地质问题的实际分析方法和处理措施等，力求使同学们能学以致用，能有效地指导今后的生产、科研等实际工作。全书除绪论和附录外，共分七章，分别阐述了岩土的成因类型及组成结构、地质构造、水流地质作用、土体的工程地质性质、岩土工程地质问题分析与评价及岩土工程勘察等内容，可以概括为岩土工程地质条件研究（绪论、第一章至第五章）、岩土工程地质问题分析与评价（第六章及附录）及岩土工程地质勘察研究（第七章及附录）几个方面。本书稿自1996年9月作为河海大学土木工程、港口航道与海岸工程、工程力学及岩土工程等专业的工程地质学自编教材使用以来，颇受有关任课教师和广大同学的欢迎，并于1998年获河海大学1996～1997年优秀教学成果三等奖。本教材可作为土建、水利类等工科专业的工程地质课程教学用书，也可作为有关教学、科研及工程技术人员的参考用书。

为了便于同学们学习和复习巩固所学的内容，在每章后均附有习题与思考和主要参考文献。

考虑到教材的系统性和完整性，本书内容较为丰富。使用时，各专业可根据教学大纲及研究侧重等适当删减。有条件的还应辅以必要的室内和现场教学实践活动，以及开展各种类型的电化教学，确保高质量完成教学任务。本教材由河海大学地质工程教研室张勤、陈志坚主编。参加编写的有陈志坚（绪论、第六章第一节、第七章及附录）；张发明（第一章、第四章、第六章第二节、第三节及第二章第七节）；孙英学（第三章）；张勤（第二章第一节至第六节、第五章及第六章第四节、第五节）。河海大学地质工程教研室厉渝生副教授主审，在审阅过程中提出了许多宝贵的修改意见。在编写和修改过程中曾得到地质工程教研室其他同志的大力帮助和支持。王健、张乾飞、殷海华、刘世君、荀联盟、李欣等参加了部分图件绘制工作，在此一并致谢。

由于教学急需用书，修改仓促，加之编者水平有限，本教材缺点和不足之处在所难免，敬请读者指正。

编　者

1999年7月

目　　录

绪　论

一、岩土工程地质学在工程建设中的作用和任务

岩土工程地质学是从地质学发展起来的一门新兴学科，它主要研究人类工程建设活动与自然地质环境的相互作用和相互影响，并利用地质学、土力学、岩石力学的理论、方法和实践经验，调查、分析、研究和解决各类土建工程中涉及到的岩土体的利用、整治或改造问题。

随着现代化进程的飞速发展，各类土建工程日新月异，同时也对岩土工程地质学科提出了更高要求。重型厂房、高层建筑、大跨径桥梁、高等级公路、浩大的水利水电枢纽工程，以及为了向海洋寻找资源、向地下争取空间而进行的各类开发性工程等，都与它们赖以存在的岩土体发生了极为密切的关系。各类工程的成败，在很大程度上取决于岩土体能否提供足够的承载力和稳定性，保证工程结构不致遭受超过设计限度的地基沉降、水平位移、差异变形和各种形式的岩土应力的作用。而岩土体的承载力和稳定性，以及岩土体的应力、应变响应又在很大程度上取决于岩土体的建造和改造作用。

岩土工程地质学在工程建设中的作用和任务主要是：

(1)勘察建筑地区的工程地质条件。所谓工程地质条件，是指与工程有关的地质条件之综合，包括地层岩性、地形地貌、地质构造、水文地质条件、物理地质现象（含地应力、地温等）和天然建筑材料等6个方面的因素。

(2)分析、评价、预测工程建设过程中及工程运营期间可能发生的工程地质问题。土体工程中常用的工程地质问题有：沉降与不均匀沉降、振动液化、渗漏与渗透变形、承载力不足、土坝（包括基坑边坡、堤坡等）稳定等。岩体工程中常见的工程地质问题有：岩质边坡稳定、洞室围岩稳定、高坝坝基稳定、不均匀变形等。

(3)选择最佳的工程场地、线路方案或建筑物布置形式。

(4)提出岩土体利用、整治或改造的工程措施，包括地质环境的保护与利用、最佳基础形式和地基处理方法的选择等。

(5)提供工程规划、设计和施工所需的岩土工程地质资料。

工程实践表明，岩土工程地质学在工程建设中的作用，已不仅仅是为建筑物的修建提供必要的地质资料，而是贯穿于整个工程建设的规划、设计、施工以及工程运营管理的全部过程中。1995年3月1日正式实施的强制性国家标准《岩土工程勘察规范》(GB50021-94)已明确提出：工程地质工作不只限于查明和反映地质条件，也不只要求提出一般性的工程建议，而是还要求结合已明确了的荷载特点、结构类型和对限制变形的要求等进行定量的岩土工程分析和预测，提出岩土工程设计参数，并就基础类型和地基基础设计方案在比较的基础上提出建议。

历史的经验表明，工程建筑，特别是大型建筑，不怕工程地质条件复杂，也不怕工程地质问题繁多，怕的是对工程地质条件的勘察研究不重视和研究不够深入。国际大坝委员会曾于1973年对世界110个国家和地区（未包括我国在内）已建大坝（坝高在15m以上的约12 900座）进行了调查，从统计资料看，发生过失事事故的589座水库中，大多数与不良的地质条件密切相关。如1959年12月2日法国的马尔帕赛(Malpasset)拱坝的溃决，曾轰动了

国际水利界。该坝坝高66m,由于坝基左岸岩石软弱,未经坝基处理,蓄水后发生了210cm的位移,致使整个坝体全部崩溃,3亿m^3的库水以8.33m/s的速度倾泄形成洪水,造成下游400余人死亡,损失达68亿美元。又如印度的纳纳克萨加(Nanaksagar)坝,为一高15.9m的土坝,1967年9月7日,由于坝基发生管涌导致坝体溃决,造成32个村庄的村民流离失所,损失惨重。这些实例说明,不仅高坝大库会造成严重事故,即使是中小型水利工程,也会由于对地质问题处理不当而造成生命财产的巨大损失。

截至1983年,我国共修建水库71 282座,总库容约3 200亿m^3。由于党和政府对工程地质工作非常重视,因此直接由于地质问题而产生的跨坝事故极为罕见。然而,由于对工程地质条件研究不够或对工程地质问题处理不当而造成的工程事故还是屡见不鲜的。由于种种原因,自1953年黄坛口重力坝西坝头因滑坡问题被迫停工、补做勘探和设计以来的几十年中,类似的事件仍有发生。据不完全统计,至1995年在建和拟建的近百座大中型混凝土坝中,有近40座由于坝基内软弱夹层而导致改变设计、降低坝高、增加工程量、延期施工和进行后期加固。这就告诉我们,除了科学设计、精心施工外,还必须十分重视工程地质工作。

二、岩土工程地质问题

人类工程活动和自然地质作用会改变地质环境,影响岩土工程地质条件的变化。当工程地质条件不能满足工程建筑物稳定、安全的要求时,亦即工程地质条件与工程建筑之间存在矛盾时,就产生了工程地质问题。地质环境指的是岩石圈的上部,它是一个受到人类工程活动作用的多组分动力体系,它本身又在一定程度上决定着人类的工程活动。近50年来,人类工程活动对地质环境的影响已达到与一定的自然地质作用相比拟的程度。在有些地区,这种人为地质作用的速度和强度已远远超过了一般的自然地质作用。所以,岩土体工程地质问题除与所在地区以及岩土体类型和组成结构有关外,还与工程建筑的类型和规模有着密切的关系。各类工程建筑,由于其结构类型和工作方式不同,而存在着各种各样的工程地质问题。

(1)工业与民用建筑常遇到的工程地质问题是:地基承载力不足,沉降和不均匀沉降,砂土液化,深基坑边坡稳定,场地水、土的腐蚀性以及特殊性土的问题等。

(2)铁路、公路工程常遇到的工程地质问题有:路基边坡、隧洞围岩和桥墩地基的稳定问题,路面的冻胀、不均匀沉降问题,以及高等级公路超压缩性路基土的湿胀和"桥头跳车"问题等。

(3)地下工程常遇到的工程地质问题是:围岩稳定、突水、岩爆问题以及影响地下工程开挖施工的高地应力、高地湿和有害气体问题等。

(4)港口码头等岸边工程常遇到的工程地质问题有:码头地基、岸坡的稳定,回填土的沉降和人工边坡稳定,海浪侵蚀和回淤问题等。

(5)矿山工程常遇到的工程地质问题有:露天矿(高)边坡及地下巷道的稳定、涌水及有害气体问题,采矿引起的地面沉降、塌陷问题等。

(6)水利水电工程遇到的工程地质问题则更为复杂多样,除与上述其他工程相类似的区域稳定,坝基、边坡和地下洞室围岩稳定,以及坝基岩土体的沉降和不均匀沉降外,还有库坝区渗漏,水库库岸稳定及水库涌浪、水库淤积、水库浸没以及水库诱发地震等问题。

在特殊性岩土(如红粘土、黄土、淤泥质土、冻土、膨胀性岩土等)分布区的工程建筑还会遇到特殊的工程地质问题,如黄土的湿陷性问题、红粘土的失水收缩开裂问题、膨胀性岩土

的吸水膨胀问题等。

三、本课程的主要内容及教学要求

本课程是工业与民用建筑等土木工程、水利工程类非地质专业的一门技术基础课。对本课程的基本要求如下:通过本课程的学习,使学生掌握岩土体工程地质的基本知识,熟悉岩土工程设计参数,学会分析土建工程中工程地质问题的基本方法,为今后学习专业课程打下基础。总的要求是:

(1)掌握与土建工程有关的常见岩土体、地质构造、物理地质现象等基本地质知识。

(2)熟悉地基承载力等岩土工程设计参数。

(3)初步学会对土建工程的工程地质条件及工程地质问题的评价和分析方法。

(4)一般了解工程地质、岩土工程的勘察原则和方法,熟悉各勘察方法的应用条件,主要学会阅读和分析勘察成果的方法。

本书的主要内容及教学要求如下:

(1)岩土体的成因类型及组成结构,常见的造岩矿物,重点是三大类岩石(火成岩、沉积岩、变质岩)和土的分类方法以及鉴定特征。通过实习和实验课,学会肉眼鉴定岩土类型的方法。

(2)地史(主要是相对地质年代)概念,各种典型地质构造类型的确定方法,重点是学会阅读和分析各种典型构造和地质图。

(3)地表水流的地质作用,地下水的基本知识,海、湖岸带的动力地质作用,岩溶的形成条件和发育规律及其工程地质问题。

(4)土的工程地质性质,重点是物理性质、力学性质和水理性质以及土的工程分类。

(5)岩体的工程地质性质,重点是岩体风化,结构面、结构体和岩体结构类型及特征,岩体的强度和变形特征,岩体的工程分级。

(6)综述岩土体工程地质问题的基本内容,介绍有关土建工程中工程地质条件和工程地质问题的分析方法。重点是地基土的沉降和不均匀沉降、砂土液化、地基岩土体的承载力、岩土体边坡稳定、地下构筑物稳定等。

(7)简单介绍岩土工程勘察等级及勘察阶段的划分,岩土工程勘察的程序、一般原则和方法,以及各种勘察手段的使用条件,结合习题课熟悉岩土工程勘察报告的阅读分析方法。

以上教学内容可概括为四个组成部分:地质学基础部分(第一、二、三章)和岩土体工程地质性质部分(第四、五章);工程地质问题部分(第六章);岩土工程勘察部分(第七章)。这四部分内容是相互关连的,在教学过程中应运用由浅入深、循序渐进、理论联系实际等多种方式进行教与学,才能达到预期的教学目的。本课程是一门实践性比较强的技术基础课,为了加强对岩土体的感性认识,除讲课及自学外,还应安排实验课、课外作业及野外地质教学实习,以巩固课堂理论教学。此外,本课程教学过程中,应积极采用多种媒体教学方法,配合有关地质科教片、幻灯片等直观教具,以增强地质感性认识,提高教学效果。

第一章　岩土体的类型及其组成结构

第一节　主要造岩矿物及其物理性质

矿物是地壳中由地质作用所形成的、具有一定化学成分和物理性质的单质或化合物。在自然界中，除少数矿物如金刚石(C)、硫磺(S)、石墨(C)等外，大多数是由两种或多种元素所组成的，如石英(SiO_2)、石膏($CaSO_4 \cdot 2H_2O$)及正长石($K[AlSi_3O_8]$)等。矿物除少数呈液态和气态形式外，多以固态形式存在于自然界中。至今已发现的矿物种类达3 000余种，而构成岩石的主要矿物则只有二三十种，我们将这些组成岩石的主要矿物称为造岩矿物。

由于各种矿物具有不同的内部构造特征和化学成分，从而使得矿物呈现一定的外表形态、物理性质和化学性质。这些特性对鉴定造岩矿物及认识由其所组成的岩石工程性质具有十分重要的意义。本节主要介绍矿物的形态和矿物的物理性质。

一、矿物的形态

不同的矿物具有不同的形态和特征，这是由形态和特征确认矿物的一个基本原则和方法。同时，矿物的形成是在一定的地质环境下，化学元素达到相对稳定的自然产物，因此矿物的形态也常常反映矿物形成所处的地质环境。矿物的形态可分为单体、连生体、集合体三种类型。

(一)矿物的单体形态

1. 结晶质和非结晶质矿物

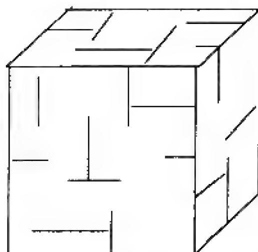


图 1-1　岩盐晶体的形态

结晶质矿物的内部质点(原子、离子或分子)按照一定的规律重复排列，从而使晶体具有一定的内部结构和外部形态。如岩盐内部的 Na^+ 和 Cl^-，在三维空间中呈等距离重复排列而组成格子状的构造，使岩盐的外表呈现出立方体的形态(图 1-1)。不同的矿物，因内部结构存在差异，其单晶也有不同形态，如方解石多为菱面体，而云母则多呈片状。然而，在用肉眼鉴定时，所能看到的矿物的形态为多面体晶形。多数情况下，矿物晶体的生长，受到空间和其他条件的制约，矿物晶形的发育常常呈现不完整，甚至有时呈“歪晶”，有时残缺不全。晶体在其生长过程中，晶面上还可能留下许多花纹，如水晶的晶面具有美丽的横纹。

矿物的单个晶体有大有小，根据肉眼是否可以辨认，可分为显晶质体和隐晶质体两种类型。

非结晶质矿物的内部质点的排列无规律，杂乱无章，因此没有一定的几何外形，这是非

结晶质矿物与结晶质矿物的根本区别所在。如褐铁矿和火山玻璃等均为非结晶质矿物。

2. 结晶习性

在相同生长环境下，具有一定成分的同种矿物，有着其特定的结晶形态，矿物晶体的这种性质，称之为该矿物的结晶习性。根据单晶体在三维空间的发育程度，将结晶习性分为如下三种类型：

(1)一向延长：包括柱状、针状、棒状、纤维状、放射状等。柱状的石英、纤维状的石棉等属于一向延长。

(2)二向延长：包括片状、板状、鳞片状等，片状的云母、板状的石膏等属之。

(3)三向延长：晶体在空间的三个方向上发育程度相当，如粒状、球状、等轴状等，岩盐、黄铁矿、石榴子石等属于该种类型的结晶习性。

(二)矿物的连生体形态

天然的矿物晶体，除以单体形式存在外，通常还彼此连生在一起，形成连生体形态。根据连生体中个体间的方位，又可分为双晶及平行连生等，其中最重要的是双晶。

双晶是同种晶体的规则连生，其中一个个体和另一个个体成镜像关系，或者一个个体旋转 180°后，能与另一个晶体重合或平行。图 1-2 表示的为石膏双晶。

若每一个个体相对应的晶面和晶棱都彼此平行，相邻晶体之间的结晶格子平行、连续的晶体形态称为平行连生体形态。图 1-3 就是石英的平行连生体。

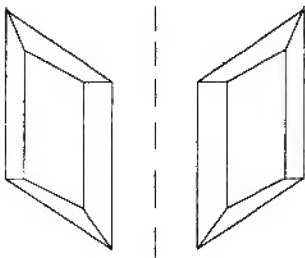


图 1-2　石膏双晶

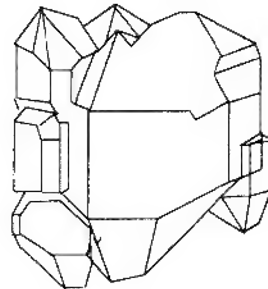


图 1-3　石英的平行连生体

(三)矿物的集合体形态

由同种矿物许多单体聚合在一起的整体称之为矿物的集合体形态。自然界中生长较好的单晶甚为少见，多数则是以集合体状态产出。矿物集合体的形态常见有以下几种：

(1)晶簇。在同一基底面上生长出同类矿物的晶体群，称之为晶簇。如水晶晶簇、石英晶簇、方解石晶簇等。

(2)纤维状集合体。由针状、纤维状的同种单体平行排列而成，如石棉、纤维状石膏等。

(3)钟乳状集合体。溶液或胶体在空穴表面一旦失去水分而凝固成各种形状的集合体，常见的有葡萄状、肾状等，如南京汤山猿人洞(葫芦洞)中就发育有葡萄状方解石的集合体。

(4)结核和鲕状集合体。结核是矿物质以某岩屑或有机碎屑为中心，自内向外逐渐生长而成的球状体或椭球体。如南京湖山的二叠系栖霞组灰岩中的燧石结核等。如果结核的直

径小于 2mm,形成像鱼子一般的小颗粒,称为鲕状。这是灰岩中常见的一种矿物集合体形态。

(5)土状。单体矿物已模糊不清,呈疏松粉状而聚集成的集合体,如高岭石等。

二、矿物的物理性质

矿物的物理性质,是矿物学研究的主要内容,也是鉴定矿物的主要依据。而且对许多矿物而言,由于具有这种或那种的特殊性质,它们能直接为生产所利用(如金刚石的高硬度、石英的压电性等)。

决定矿物各种物理性质的根本原因是矿物的化学成分和晶体结构。矿物的物理性质通常是指其光学、力学和磁学等方面的性质。下面主要介绍可用目力辨别的那些性质。

(一)矿物的光学性质

矿物的光学性质是矿物对自然光的反射、折射和吸收能力差异等表现出来的各种性质。包括颜色、条痕、光泽和透明度。

(1)颜色。矿物颜色根据产生的原因,可分为自色、他色和假色三种。

自色:矿物自身所固有的颜色。对同一种矿物而言,一般是比较固定的,如方铅矿的铅灰色、孔雀石的翠绿色等。

他色:矿物由于含外来带色杂质而引起的颜色,如南京湖山地区石炭末中统黄龙组断裂带中的方解石常由于不同带色混入物而呈紫色、玫瑰色、翠绿色。

假色:由某些物理因素引起的颜色,称为假色,例如黄铁矿的表面因氧化膜所引起的全锖色。假色只对个别矿物具有鉴定意义。

(2)条痕(粉末色)。条痕是指矿物在条痕板(粗白瓷板)上擦划后所留下的痕迹即矿物粉末的颜色。因为条痕色消除了假色,减低了他色,而且比颜色更为固定,故可用来鉴定矿物,尤其适用于外表颜色相近的矿物质的鉴别。如黄铁矿和黄铜矿,外表颜色近似,但黄铁矿的条痕为黑色,黄铜矿的条痕为带黑绿色。对透明和半透明矿物,用条痕来鉴定却无多大意义。

(3)光泽。矿物表面对光的反射能力称为光泽。根据反射光由强而弱的次序,可分为:

金属光泽:如黄铁矿的光泽;

半金属光泽:如磁铁矿的光泽;

金刚光泽:如金刚石的光泽;

玻璃光泽:如石英、方解石的光泽。

造岩矿物均为非金属光泽,除上面的玻璃光泽外,主要为以下几种形式:

油脂光泽:矿物表面呈现出油脂状的光泽,如石英贝壳状断口所具有的光泽;

丝绢光泽:纤维状集合体矿物如石棉、纤维石膏等具有这种光泽;

珍珠光泽:解理发育的浅色透明矿物如白云母、滑石等具有这种光泽;

土状光泽:矿物表面如同土块状的暗淡光泽,如高岭石等。

(4)透明度。矿物的透明度是指矿物透光能力的大小,它主要取决于矿物对光的吸收率。金属矿物吸收率高,一般都不透明,如磁铁矿、黄铁矿等,而非金属矿物吸收率低,一般都是透明的。矿物的透明度根据所见物体的清晰度可分为透明、半透明、不透明三级。

(二)矿物的力学性质

矿物在敲打、刻划、拉、压等外力作用下所表现出来的各种物理性质称为矿物的力学性

质，包括解理、断口、硬度等，其中解理、硬度在矿物鉴定方面最有意义。

(1)解理。矿物晶体在外力作用下，始终沿着一定的结晶学方向破裂成一系列光滑平面的现象，称为解理。开裂成的光滑平面，称为解理面，一组平行的平面，称为一组解理。根据解理面的延展性和平滑程度，将解理分为五级：

极完全解理：解理面大而平坦，极光滑，解理片极薄，如云母、石墨的解理；

完全解理：常裂成规则的小块，解理面较大且光滑、平坦，如方解石、石盐的解理；

中等解理：解理面不大，平坦光滑程度较差，碎块上既有解理又有断口等；

不完全解理：解理面小，碎块主要是断口，如磷灰石、绿柱石的解理；

极不完全解理：仅在显微镜下偶尔见零星的解理面，肉眼不易鉴别。

(2)断口。具不完全解理性质的矿物，尤其是没有解理性质的矿物和非结晶质矿物，在外力作用下，发生无一定方向的破裂，其破裂面称为断口。根据断口的特殊形状，可以分为：

贝壳状断口：呈椭圆形的光滑曲面，并具同心圆纹，如石英的断口；

锯齿状断口：呈尖锐锯齿的形状，如自然铜的断口；

参差状断口：呈参差不平的形状，如磷灰石的断口。

(3)硬度。矿物的硬度是指矿物抵抗刻划、压入和研磨的能力。它是矿物鉴定的重要标志之一。为区别矿物的硬度，通常采用摩氏(F·Mols)硬度计来测定矿物的相对硬度，摩氏硬度计由十种硬度不同的矿物组成，按其相对软硬程度分为 10 级(表 1-1)。

表 1-1 Mols 矿物硬度表

硬度等级	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
标准硬度矿物	滑　石	石　膏	方解石	萤　石	磷灰石	正长石	石　英	黄　玉	刚　玉	金刚石

(三)矿物的其他物理性质

矿物除上述性质外，还有一些矿物具有独特的性质，这些性质同样也是鉴定矿物的可靠依据，如比重、磁性、弹性、脆性等。

矿物的一些简单化学性质，对于鉴定某些矿物也是十分重要的。主要有方解石滴上稀盐酸能剧烈起泡，白云石滴上浓盐酸或热盐酸可以起泡而区别方解石和白云石，其他矿物不具备这种性质，常以此作为鉴定它们的依据。

三、主要造岩矿物鉴定方法

矿物的鉴定方法通常有化学分析法、物理方法、物理－化学方法及肉眼鉴定法。在野外工作中，通常采用肉眼鉴定法，因为肉眼鉴定法具有简便、迅速的特点。仅凭眼力和小刀、放大镜等工具，通过对矿物的外表特征进行观察，以达到识别矿物的目的，如用小刀刻划、辨别光泽、锤击等方法。肉眼鉴定矿物的具体步骤是：

(1)确定矿物的硬度、光泽和解理，因为这三种性质是较为固定的。

(2)观察矿物的颜色、形态和透明度等。

(3)确定出矿物的名称。

常见矿物的鉴定特征见表 1-2。

表 1-2　常见矿物鉴定表

序号	矿物名称	化学分子式	形状	颜色	条痕	光泽	硬度	解理、断口	比重	其他性质
1	石英	SiO_2	柱状、粒状	乳白、无色	无	玻璃、油脂	7	贝壳状断口	2.65	抗风化能力强
2	方解石	$CaCO_3$	菱面体、粒状、块状	白、灰白	无	玻璃、油脂	3	三组完全解理	2.7	遇稀 HCl 起泡
3	正长石	$K[AlSi_3O_8]$	板状、短柱状	肉红	白	玻璃	6	完全两组解理	2.6	易于风化
4	斜长石	$Na[AlSi_3O_8]Ca[Al_2Si_2O_8]$	板状	白、灰白	白	玻璃	6	两组解理	2.6~2.7	解理面有晶纹
5	角闪石	$Ca_2Na(Mg,Fe)_4(Al,Fe)[(Si,Al)_4O_{11}]_2(OH)_2$	长柱状	绿黑色	淡绿	玻璃	6	两组解理交角 56°	3.1~3.6	易于风化
6	黑云母	$K(Mg,Fe)_3[AlSi_3O_{10}](OH)_3$	片状、鳞片状	黑或棕黑	无	玻璃、珍珠	2~3	一组极完全解理	2.3	薄片具弹性
7	白云母	$KAl_2[AlSi_3O_{10}](OH)_2$	片状	白或无	无	玻璃、珍珠	2~3	一组极完全解理	2.3	薄片具弹性
8	绿泥石	$(Mg,Fe)_5Al[AlSi_3O_{10}](OH)_8$	板状、片状	深绿色	无	玻璃、珍珠	2.5~3	一组完全解理	2.6~2.85	薄片有挠性
9	蛇纹石	$[Mg_6(Si_4O_{10})](OH)_8$	纤维状、板状	浅绿、深绿	白	油脂、丝绢	3~4	中等解理	2.5~2.7	集合体纤维状
10	滑石	$Mg_3[Si_4O_{10}](OH)_2$	板状、块状	白、黄、绿	白、绿	油脂	1	一组中等解理	2.7~2.8	高度滑感
11	高岭石	$Al_4(Si_4O_{10})(OH)_8$	致密细粒状	白、黄	白	土状	1	无		吸水性、可塑性、滑感
12	黄铁矿	FeS_2	立方体、块状	浅黄色	绿黑	金属	6~6.5	参差状断口	4.9~5.2	氧化条件下生成褐铁矿
13	赤铁矿	Fe_2O_3	鲕肾状、块状	红、褐等色	樱红	半金属	5~6	参差状断口	4.9~5.3	
14	橄榄石	$(Mg\cdot Fe)_2SiO_4$	粒状	橄榄绿色	无	玻璃	6.5~7	贝壳状断口	3.3~3.5	具有弹性
15	辉石	$(Ca.Mg.Fe.Al)[(Si,Al)_2O_6]$	短柱状	深黑色	灰绿	玻璃	5~6	两组解理交角 87°	3.4~3.6	易于风化
16	石膏	$CaSO_4\cdot 2H_2O$	板状、纤维状、条状	白色	白	玻璃	2	一组解理发育	2.3	具滑感、硬度小
17	石榴子石	$Fe_3Al_2(SiO_4)_3$	菱形十二面、二十四面体	深褐	黑色	玻璃	6.5~7	参差状断口	3.5~4.2	为变质矿物

第二节　岩石的成因类型及其结构构造

岩石是地壳中由地质作用所形成的固态物质。它们是由一种或多种矿物或岩屑(造岩元素)组成的天然集合体,具有一定的结构、构造和变化规律。岩石以其成因不同,可分为岩浆岩、沉积岩和变质岩三大类。本节主要介绍这三大类岩石的成因、结构和构造,为研究岩石的工程地质性质奠定必要的基础。

一、岩浆岩(火成岩)

岩浆冷凝固化后形成的岩石称为岩浆岩。而岩浆是地壳中天然产出的富含挥发成分的高温粘稠的硅酸盐熔融体,有时还含有金属硫化物和氧化物。根据岩浆冷凝固化成岩的深度不同,通常分为深成侵入岩(岩浆在地下深处活动就形成(距地面 3km 以下))、火山熔岩(岩浆由火山活动喷出地表后才冷凝固化者,如江宁方山火山岩),活动于上述两者之间的岩浆,其冷凝固化后形成浅成岩。

大部分岩浆岩为块状的结晶质岩石,部分为玻璃质岩石。岩石中的原生结晶矿物都是在温度较高时形成的。各种各样的岩浆岩体和其周围的岩体(围岩)间一般都有较清楚的界线,岩体的边缘通常有围岩的捕虏体或其变质产物,有时围岩还有明显的热变质和交代变质作用发生而留下烘烤边。另外,在某些岩区尚可见火山岩经次火山岩一直过渡到成分相似的较深成侵入岩的少见现象,这些都是岩浆岩最基本的特征。

(一)岩浆岩的物质成分

1. 岩浆岩的矿物成分

岩浆岩的矿物成分是鉴定岩浆岩的最基本依据,它们集中反映了岩石的成因。岩浆岩中含量最多的为长石,占整个岩浆岩成分的 60%,其次是石英(表 1-3),其他矿物的含量则相对较少。根据矿物在岩石中的相对含量及其在分类中所起的作用,可将其分为主要矿物、次要矿物及副矿物三类。

(1)主要矿物。是岩石中含量较多的矿物,一般大于 10%。主要矿物是划分岩石大类的根本依据,如花岗岩中的钾长石和石英都是主要矿物,没有它们就不能定名为花岗岩。

(2)次要矿物。是岩石中含量较少的矿物,一般小于 10%,它们对划分岩石大类并不起作用,但常作为岩石种属的依据,如石英闪长岩中的石英,闪云斜长花岗岩中的角闪石。

(3)副矿物。是岩石中含量极少的矿物,通常不到 1%,有的可达 5%,如磷灰石、锆石等。它们在岩石的分类和命名中一般不起什么作用,但可以反映岩浆岩的含矿特性和生成条件等方面的某些特征。

2. 岩浆岩的化学成分

表 1-3　　　　岩浆岩的矿物成分

矿　物	含量(%)	矿　物	含量(%)	矿　物	含量(%)
石　英	12.4	角闪石	1.7	霞　石	0.3
正长石	31.0	黑云母	3.8	不透明矿物	4.1
斜长石	29.2	白云母	1.4	磷灰石及其他	1.5
辉　石	12.0	橄榄石	2.6	总　计	100.0

岩浆岩的化学成分是组成岩浆岩的基本物质，也是岩浆岩分类的重要依据之一。

地壳中所具有的元素在岩浆岩中都有所见，只是不同种类元素的含量不同而已，其中O、Al、Si、Ca、Mg、K、Na、Ti等元素最为普遍，它们占岩浆岩总成分的99.25%以上，其他的元素则不足1%。

岩浆岩主要是由SiO_2、TiO_2、Fe_2O_3、Al_2O_3、CaO、FeO、K_2O、Na_2O、H_2O等氧化物组成，它们共占氧化物总质量的99.3%以上，被称为主要造岩矿物，其中又以SiO_2的含量最多。所以，岩浆岩主要由硅酸盐组成，我们常根据岩浆岩中SiO_2重量百分比将岩浆岩划分为五大类(表1-4)。

表1-4　岩浆岩按SiO_2含量分类

岩类	SiO_2含量(重量%)
超酸性岩	>75
酸性岩	65～75
中性岩	52～65
基性岩	45～52
超基性岩	<45

岩浆岩中除上述主要造岩元素外，还含有很多分布广而量微的元素，如Ba、Sr、Li、Be、Zn、W、Pb、Ta、Pt等，它们可以富集成矿，如铎矿、锶矿等，也可以反映岩浆岩的形成过程。

(二)岩浆岩的结构和构造

岩浆岩的结构和构造特征是岩石形成环境和物理化学条件的真实写照，也是区分和鉴别岩浆岩的重要标志之一。所以，研究岩浆岩的结构、构造，不但可以对岩浆岩进行分类(相同成分的岩浆，在不同的环境条件下可以形成不同结构、构造的岩浆岩)，而且还可以追踪岩浆岩的形成条件和形成过程。

1. 岩浆岩的结构

岩浆岩的结构是指岩石中矿物的结晶程度、颗粒大小、形态特征及彼此间的相互关系所反映出的特征。岩浆岩的结构可以有不同的分类方法，常见的有：

(1)按岩石结晶程度的结构划分。岩石的结晶程度是指岩石中结晶物质和非结晶物质的比例，根据结晶程度可将岩浆岩的结构划分为：①全晶质结构。岩石全部由结晶矿物组成的一种结构(图1-4左下)，多见于深成岩中，如花岗岩、安山岩等都具有全晶质结构。②半晶质结构。岩石中既有晶体矿物，又有玻璃物质组成的一类结构(图1-4右下)，多见于浅成岩、喷出岩中，如火山熔岩中常具半晶质结构。③玻璃质结构。岩石中全由玻璃物质组成的一类结构(图1-4上)，主要见于喷出岩中，如浮岩、黑曜岩等。

(2)按矿物颗粒粒度大小划分。按照矿物颗粒粒度及肉眼可辨别的程度，可将岩浆岩的结构划分为显晶质结构和隐晶质结构两类。

显晶质结构是指矿物颗粒在肉眼下可以分辨的结构，可细分为：

粗粒结构：颗粒直径大于5mm；

中粒结构：颗粒直径为5～1.0mm；

细粒结构：颗粒直径为1～0.1mm；

微粒结构：颗粒直径小于0.1mm。

隐晶质结构是指颗粒非常细小，以致肉眼不能分辨，但在显微镜下可以看出晶粒，是浅成侵入岩和一些熔岩中常见的结构。

(3)按矿物颗粒的相对大小划分。

等粒结构：岩石中相同的主要矿物颗粒大小几乎相等，是侵入岩中的主要结构。结合矿

物颗粒的形状还可以细分为自形等粒结构、半自形等粒结构和他形等粒结构等三种类型。

不等粒结构：同种主要矿物颗粒大小不等的结构称之为不等粒结构，这种结构常见于侵入岩体的边部或浅成岩中。

斑状和似斑状结构：岩石中所有矿物颗粒可分为大小不同的两群，大的称为斑晶，小的则为基质，当基质由显晶质物质组成时形成似斑状结构，而基质由微晶质或隐晶质和玻璃质组成时则称其为斑状结构。斑状结构常见于浅成岩和喷出岩中，似斑状结构多见于浅成岩和部分中深成岩。

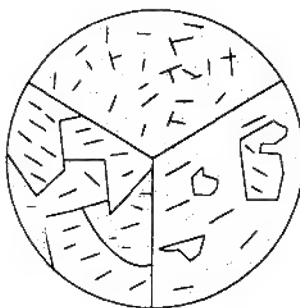


图 1-4　按结晶程度划分的三种结构
上：玻璃质结构
左下：全晶质结构
右下：半晶质结构

2．岩浆岩的构造

岩浆岩的构造是指岩浆岩中不同矿物集合体间或矿物集合体与岩石的其他组成部分之间的排列充填方式，岩浆岩通常有以下四种构造类型：

(1)块状构造：矿物组分没有定向性而均匀分布所组成的一种构造，是岩浆岩中分布很广的一种构造形式，尤以深成岩中的分布最广，如花岗岩即为块状构造。

(2)流纹状构造：不同颜色的条纹所反映出的熔岩流的流动构造，有时沿流动条纹见有被拉长的气孔分布，多见于流纹岩、粗面岩。

(3)气孔状构造：岩浆溢出地表，压力骤降，其中挥发性成分以气体状态逸出，并聚集成气泡分散于岩浆岩中，加之温度降低和岩浆凝固，气体逸出，剩下孔洞便形成不规则状气孔构造，如浮岩、玄武岩中十分发育。

(4)杏仁状构造：具有气孔状构造的岩石，气孔被次生矿物如方解石、蛋白石等充填，便形成杏仁状构造，多见于喷出岩中，如山西中条山的安山岩便具有杏仁状构造。

(三)岩浆岩的产状

岩浆岩的产状是指岩浆岩体在地壳中的产出形态和状态，包括岩体的大小、形状及其与周围岩体之间的关系和其所处构造环境，这里主要介绍几种主要的类型。

1．火山岩(喷出岩)产状

火山岩的产状与火山的喷出形式和喷出物质的成分有着密切的关系。如果火山是一点突发的中心式喷发，则可形成单个火山或火山群(如大同火山群)。而有的是以线型的裂隙式活动，则形成线状火山群。

(1)熔岩流。岩浆喷出地表，沿着倾斜地表流动冷凝固结形成熔岩流，如勘察加汝帕诺华山麓的熔岩流。

(2)火山锥。岩浆沿火山颈喷出地表，冷凝形成圆锥状的岩体称为火山锥，其物质为火山喷发的碎屑及熔岩。

2．侵入岩的产状

(1)岩基：表面积大于 60km^2 的一种规模庞大的深成侵入岩体。通常呈长圆形，长几十至几百公里，宽几至几十公里，同围岩的接触不规则。如我国陕西商县的蟒岭花岗岩为侵入于秦岭古生代和中生代地层中，长 60km 左右，宽 10～20km，呈近东西向展布的岩基。

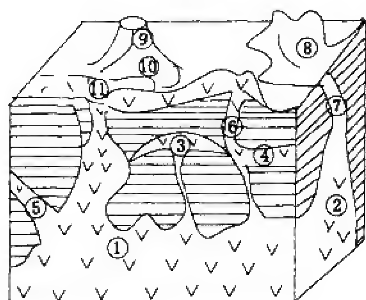


图 1-5 火成岩体的产状

①岩基 ②岩株 ③岩盆 ④岩床 ⑤岩墙 ⑥火山颈 ⑦岩脉 ⑧岩被 ⑨火山锥 10熔岩流 11破火山口

(2)岩株：规模比岩基小，平面上呈圆形或不规则状，面积小于 60km²。和围岩的接触陡直，有时也是岩基的一部分。如北京周口店花岗闪长岩体就属于一个小岩株，其面积约为 50km²，平面上近圆形，与围岩接触陡直。

(3)岩墙或岩脉：为一种较小的侵入体，一般是岩浆沿着断裂侵入所形成，其延伸往往从几米至几公里，有时也可达数百公里，宽自数米到数百米。与围岩斜交，多沿较陡直的裂隙侵入。岩脉的规模比岩墙要小得多，如浙江宁波抽水蓄能电站上库中的辉绿岩脉、龙羊峡坝区的石英岩脉等宽度均在 1～2m 左右，延伸长度小于 2km。

(4)岩床：沿层间侵入而成的层状侵入体称为岩床，厚度较为稳定，与层面成整合接触关系，常见于基性岩中，如北京西山的辉绿岩床。

(5)岩盆：是层间整合侵入体，中央隆起、四周变薄，底部平坦的穹窿状的分布范围可达数公里。

(四)岩浆岩的分类及肉眼鉴定方法

1. 岩浆岩的分类

岩浆岩种类极其繁多，它们间既有差异又有联系。为了掌握岩浆岩的性质和特征，有必要对种类繁多的岩浆岩进行分类。

目前，岩浆岩的分类方法主要有以岩石的化学成分、矿物成分、结构、产状等为依据的分类法。依照 SiO_2 含量多少，岩浆岩可分为酸性岩、中性岩、基性岩和超基性岩；按产状可分为侵入岩和喷出岩，按结构可分为显晶岩、隐晶岩、粗粒岩、细粒岩。但是单一的分类方案都不是十全十美的。本教材的分类法是按岩浆岩的化学成分(主要为 SiO_2 含量)和矿物组成，划分为酸性岩、中性岩、基性岩及超基性岩等四大类。进而参考岩石的结构、构造及其产状等因素，对每一大类又分成深成、浅成、喷出各种不同的岩石(表 1-5)。

2. 岩浆岩的肉眼鉴定方法

野外肉眼鉴定岩浆岩首先应根据岩体的产状及特征，从宏观上确定是否属于岩浆岩。然后观察岩石标本的颜色、矿物成分、结构与构造等方面的特征，结合分类表，确定出岩石的名称，鉴定步骤如下：

(1)观察岩石的颜色。岩浆岩颜色的深浅代表了浅色矿物和暗色矿物的相对含量。暗色矿物由多变少，颜色也随之由深变浅。若岩浆岩的颜色较深，一般属于基性岩或超基性岩；若颜色较浅，则为酸性岩或中性岩类。观察岩石的颜色时，应注意标本的总颜色，而不是某种矿物质的颜色。

(2)观察岩石的矿物成分。主要确定岩石中所含矿物的种类及大致含量，区分主要矿物、次要矿物和副矿物。如花岗岩中石英矿物的含量约占 25%，长石约占 70%，黑云母、角闪石等约占 5%。

表 1-5 岩浆岩分类表

岩石类型			酸性岩		中性岩	基性岩	超基性岩
化学成分			富含 Si、Al			富含 Fe、Mg	
SiO_2 含量(%)			>65		65~52	52~45	<45
颜色			浅色(灰白、浅红、灰绿)			深色(深灰、灰白、暗绿)	
石英含量(%)			>20		<5	不含或微含	不含
长石类型			正长石为主		斜长石为主		不含
暗色矿物种类及含量			黑云母、角闪石		角闪石、辉石、黑云母	辉石、角闪石	橄榄石、辉石
喷出岩	流纹状构造 气孔状构造 杏仁状构造 块状构造	玻璃质及隐晶质结构	黑曜岩、浮岩、火山凝灰岩、火山角砾岩、火山集块岩				
			流纹岩	粗面岩	安山岩	玄武岩	苦橄岩
浅成岩	气孔状构造 块状构造	斑状、半晶质、全晶质等结构	伟晶岩、细晶岩		煌斑岩		苦橄玢岩
			花岗斑岩	正长斑岩	闪长玢岩	辉绿岩	金伯利岩
深成岩	块状构造	全晶质结构	花岗岩	正长岩	闪长岩	辉长岩	橄榄岩

(3)观察岩石的结构与构造。岩石的结构和构造是由其生成条件与环境所确定的,因此可以借助结构与构造来判断其成因。如深成岩常具块状构造,中、粗粒全晶质结构;喷出岩却具有玻璃质或隐晶质结构和气孔状、流纹状、杏仁状构造等。介于两者之间的为浅成岩。

(4)确定岩石的名称。根据观察到的颜色、结构、构造和矿物成分,对照岩浆岩分类表,可以确定出岩石的名称。例如,有一岩石标本,经观察有如下特征:岩石为粗粒结构,全晶质、块状构造,颜色较浅为浅灰白色,矿物成分以石英和正长石为主,斜长石次之,暗色矿物为黑云母,含量超过5%。对照岩浆岩分类表,可定名为黑云母花岗岩。

(五)主要岩浆岩特征

1. 基性岩类——辉长岩~玄武岩类

(1)辉长岩。属基性深成岩,岩石多呈黑色、灰色、深灰色,中粒~粗粒结构,块状构造。主要矿物为辉石和斜长石(辉石:斜长石=58:42),次要矿物有橄榄石、角闪石、黑云母等。辉长岩以颜色较深、含大量短柱状辉石、不含石英及可有橄榄石等与闪长岩相区别。常以较小的侵入体产出。

(2)辉绿岩。为基性浅成岩,主要矿物与辉长岩相似,为辉石和斜长石,呈暗绿色或墨绿色,具典型的辉绿结构(斜长石和辉石颗粒大小相近,但斜长石比辉石要自形些从而形成斑晶,辉石常充填在斜长石形成的空隙中间)和斑状结构等,产状为岩床或岩脉。

(3)玄武岩。基性喷出岩,岩石一般为黑色、灰黑色,矿物成分为辉石和斜长石。细粒致密状,常见气孔或杏仁构造。多具斑状结构,斑晶为角闪石、辉石、斜长石等,基质有辉绿结构,有时为隐晶质或玻璃质。岩体常发育有柱状节理和枕状构造,产状大多为厚度大的熔岩

流或熔岩被。

2. 中性岩类——闪长~安山岩类

(1)闪长岩。为中性深成岩,灰白、灰绿至深灰色。主要矿物为角闪石和斜长石,其次为黑云母、辉石,石英含量达5%~20%时称为石英闪长岩。闪长岩为中、粗粒结构,有时为似斑状结构,块状构造,分布较广,产状为岩墙、岩株。

(2)安山岩。属中性喷出岩,矿物成分与闪长岩相同,常呈灰色、红褐色、紫红色。斑状结构,斑晶为斜长石和角闪石,有时为黑云母、辉石,基质为隐晶质或玻璃质。块状构造,偶尔具气孔或杏仁状构造,常以熔岩流产出。

3. 中性岩类——正长~粗面岩类

(1)正长岩。中性深成岩,一般为灰白色、浅玫瑰色、肉红色、灰绿色,等粒、不等粒结构,块状构造。矿物成分以正长石为主,斜长石、角闪石、黑云母次之,石英几乎不存在,以此可与花岗岩相区别。当石英含量超过5%时,则称为石英正长岩;若具似斑状结构,称之为正长斑岩。常以岩株或岩墙产出。

(2)粗面岩。中性喷出岩,颜色为灰色、灰白色、浅绿色等,矿物成分与正长岩相近。具斑状结构,基质为隐晶质,玻璃质少见。常为块状构造,可有气孔状构造,杏仁状构造少见。斑晶多为无色透明的透长石、钠长石,也有正长石或斜长石。石英含量极少,据此与流纹岩区别。

4. 酸性岩类——花岗岩~流纹岩

(1)花岗岩。花岗岩属酸性深成岩,常为肉红色、浅粉红色,全晶质细粒、中粒或粗粒结构,块状构造。石英含量约占30%,正长石多于斜长石,暗色矿物以黑云母为主,并有少量的角闪石。花岗岩的产状常呈巨大的岩基或岩株(如龙羊峡水电站的坝基岩体)。花岗岩性质均一坚硬,岩块抗压强度达120~200MPa,是良好的建筑地基和建筑装璜材料。但易风化,且风化产物常为风化砂,风化深度可达50~100m(如三峡大坝坝基岩体)。

(2)花岗斑岩。属酸性浅成岩,矿物成分和花岗岩相同,斑状结构,斑晶为长石、石英,基质为显晶质结构,块状构造。若斑晶以石英为主时称为石英斑岩。

(3)流纹岩。属酸性喷出岩。流纹状构造是它的典型特征。矿物成分和花岗岩相同,常为浅灰、灰白、粉红或砖红等色,斑状结构,细小的 斑晶由石英和长石组成,基质为隐晶质或玻璃质。流纹岩性质坚硬,强度高,可作为良好的建筑材料。

5. 火山碎屑岩

火山活动时,碎屑物质喷出地表沉落堆积后,经固结或熔结等成岩作用而形成的岩石称为火山碎屑岩。根据成分可分为三类。

(1)火山集块岩。主要由粒径大于32mm的粗火山碎屑物质大于50%组成的岩石。其物质成分主要是熔岩的碎块和少量其他物质的碎块杂集在一起,后经压固和胶结而成。颜色由黑色到紫色均有。碎块大小不一,分选极差,多带棱角。多分布于火山口附近或充填于火山口中。

(2)火山角砾岩。是由粒径大于2mm的火山角砾大于50%组成的岩石,角砾的成分主要是熔岩碎块,分布于火山口附近。

(3)火山凝灰岩。粒径小于2mm的火山碎屑物质大于50%所组成的岩石,颜色有灰白、白色、红色、紫色、黑色等。外貌疏松多孔有粗糙感,可有清楚的层理。具典型的凝灰结

构，块状构造。碎屑成分主要为火山灰及其他一些物质。火山灰有晶屑、玻璃、岩屑。

二、沉积岩

沉积岩是由地表和接近地表的地质体，在温度不高（-70～200℃）、压力不大（一至几十个大气压）条件下，经风化作用、生物作用和某种火山作用的产物，经搬运、沉积和硬结成岩等作用而形成的岩石。沉积岩广泛分布于地表，覆盖面积约占陆地表面积的75%。

（一）沉积岩的形成

沉积岩的形成，一般都经过风化、搬运、沉积和硬结成岩四个阶段。

（1）母岩风化作用。裸露于地表和接近地表的岩石，在水、大气、太阳能及生物的作用和影响下，发生破碎，这种作用称为风化作用。岩石经风化作用后，破碎成大小不同的碎屑物质，岩石中有的成分被溶解，有的则形成新的矿物（次生矿物），这些破碎溶解的物质，就是形成沉积岩的物质来源。

（2）搬运阶段。岩石经风化作用后的产物，一部分残留在原地，而大多数碎屑物质则受流水、风、冰川、海水和重力等作用，被搬运到其他地方。流水的机械搬运作用，使具有棱角的碎屑物质不断磨蚀，颗粒逐渐变细变圆。溶解物则随水溶液带到河口或湖海中。

（3）沉积阶段。岩石碎屑物质在被搬运过程中，由于搬运力的减弱（如水流、风力等速度的减小），被搬运的物质逐渐沉积下来，形成松散沉积物。沉积的方式有机械沉积、化学沉积和生物化学沉积三种。由于流速、风力大小的变化及其搬运能力的减弱，使得沉积物具有明显的分选性，河流上游沉积颗粒粗，下游沉积颗粒细，海洋中沉积的颗粒更细。如长江上游沉积物一般以漂石、块石为主，而下游则以砾砂、粉细砂为主。

（4）硬结成岩阶段。松散沉积物沉积以后，开始转变为沉积岩的过程称为硬结成岩过程，在此过程中要经受一系列的变化。硬结成岩作用主要有三种，即压实（或压密）、胶结和重结晶作用。

（二）沉积岩的矿物成分

沉积岩的矿物成分，主要为岩石风化后的产物，由于搬运距离的差异性，故其种类繁多。在目前发现的矿物中，组成沉积岩的90%以上的矿物，仅有20余种，按成因类型可分为以下四种：

（1）碎屑矿物。主要为原岩机械破碎后的矿物碎屑，尤其是抗风化能力强的矿物，如石英、长石、白云母等，常呈块状、粒状及大小不等的碎屑。

（2）粘土矿物。为沉积岩中最常见的矿物，是化学风化分解的次生矿物，主要有高岭石、蒙脱石、伊利石等。

（3）化学沉积矿物。经化学沉积和生物化学沉积作用而形成的矿物，如方解石、白云石、石膏、石盐等。

（4）有机质及生物残骸。生物残骸或经有机化学变化而形成的一类矿物，如贝壳、硅藻土、泥炭等。

（三）沉积岩的结构和构造

1. 沉积岩的结构

沉积岩的结构，是指组成沉积岩碎屑颗粒的大小、形状及相互间的组合关系。沉积岩的结构反映了沉积岩的形成环境，通常分为四种类型。

（1）碎屑结构。碎屑物质被胶结物粘结而形成的一种结构。可以从以下三个方面观察

沉积岩的碎屑结构。

1)颗粒大小。碎屑颗粒的大小,在碎屑岩中差异很大,按颗粒直径可以分为:

砾状结构　粒径大于2mm

砂状结构
- 粗砂结构　粒径为2~0.5mm
- 中砂结构　粒径为0.5~0.25mm
- 细砂结构　粒径为0.25~0.05mm

粉状结构　粒径为0.05~0.005mm

2)颗粒形态。指颗粒的磨圆度,分为棱角状、次棱角状、次圆状和圆状四种(图1-6)。

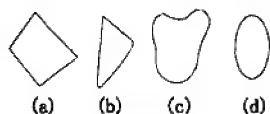


图1-6　碎屑颗粒的形状

(a)棱角状　(b)次棱角状

(c)次圆状　(d)圆状

3)胶结物及胶结类型。沉积岩中常见的胶结物有以下四种:

硅质:胶结成分为 SiO_2,多为灰色,由硅质胶结的岩石,岩性坚固。

铁质:胶结成分为 Fe_2O_3 或 FeO,多呈红色或棕色,岩石强度较高,但比硅质胶结弱些。

钙质:胶结成分为 $CaCO_3$、$MgCO_3$ 等,呈灰白、青灰等色,岩石较为坚硬。

泥质:胶结成分为粘土矿物,多呈黄褐色,遇水易软化或分解。

所谓胶结类型是指碎屑岩中碎屑物与胶结物的含量比及胶结关系,通常有:①基底式胶结:碎屑含量较少,彼此互不相连,而胶结物含量较高,以基底式胶结的岩石强度高;②孔隙式胶结:碎屑含量较高,胶结物以填充碎屑颗粒间孔隙的胶结方式;③接触式胶结:胶结物极少,仅在碎屑颗粒接触处分布。

(2)泥质结构。一般由颗粒粒径小于0.005mm的粘土矿物等胶结物组成的结构,岩石强度很低。

(3)化学结构。由化学沉淀物或胶体重结晶所形成的结构,可分为鲕状、结核状、纤维状、致密块状和粒状结构等。

(4)生物结构。主要由生物遗体构成的一种岩石结构,如贝壳结构、生物碎屑结构等,这种结构一般少见。

2. 沉积岩的构造

沉积岩的构造是指在沉积岩形成时期(主要为沉积期)所形成的构造,可理解为沉积岩各个组成部分的空间分布和排列方式,它是沉积岩的宏观特征之一。根据形态,可分为层理构造、层面构造、结核等。

(1)层理构造。层理是岩石的颜色、成分和结构沿垂直方向变化而形成的一种层状构造。为便于对层理的描述和研究,先介绍有关层理的基本术语。

细层:为层理的最基本、最小的组成单位,厚度很小,数毫米至数厘米,工程上很少用之。

层系:指在相同沉积条件下,由一组在成分、结构、厚度和产状上都相似的同类型的细层所组成的单位。

层系组:两个或两个以上在性质上相似的层系组合形成层系组。

岩层:是在一个基本稳定的条件下所形成的沉积单位,由在成分上基本均匀一致的岩石组成。它是层理最大的组成单位。层与层之间通过层面分开。岩层的厚度可分为:①巨厚

层(块状层),大于1m;②厚层,1～0.5m;③中厚层,0.5～0.1m;④薄层,小于或等于0.1m。

根据层理和层面的关系,可分为:水平层理(层理与层面延长方向相互平行)、波状层理、斜层理(层理和层面斜交)、交错层理(多组不同方向的斜交层理相互交错)、尖灭层(岩层一端较厚,另一端逐渐变薄以至消失)、透镜体(在不大的距离内两端尖灭,而中间较厚)(图1-7、图1-8)。

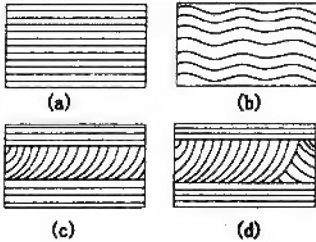


图1-7 层理类型示意图

(a)水平层理 (b)波状层理 (c)斜层理 (d)交错层理



图1-8 尖灭层与透镜体

1－尖灭层 2－透镜体

(2)层面构造。岩层层面构造是指在岩层顶面和底面发育的构造,根据岩层的层面构造可以判断岩层的层序关系。

顶面构造是在岩层顶面上发育的构造,如波痕、泥裂、雨痕、雹痕和虫迹。

波痕是沉积岩中最为常见的构造之一,是由于风、流水、波浪的运动,在沉积物表面所形成的一种波浪状的构造,尖的波峰指示岩层的顶面。

泥裂是沉积物尚未固结露出水面时,经太阳暴晒干裂成张开型的裂缝,后又被上覆沉积物充填形成的一种层面构造。

底面构造发育在岩层底层面上,主要有底冲刷、槽模和沟模等。

(3)结核。沉积岩中有一些包裹体,其成分和颜色均与所在岩层有明显的差别,这种包裹体称为结核。结核有球状、扁豆状、饼状等形态,大小可由几厘米至数十厘米,成分有Ca质、Si质、P质,如南京湖山地区二叠系栖霞组灰岩中发育的燧石结核即为Si质。

(4)生物成因构造。沉积岩中的古代生物的遗迹和痕迹所形成的构造称为生物成因构造。由于这些构造是生物活动所留下的痕迹,故称之为遗迹化石或痕迹化石,以区别于生物。生物成因构造常沿层理面平行排列,如南京地区二叠系上统龙潭组中的砂质页岩中就可见单网羊齿等植物化石。

(四)沉积岩的分类和主要沉积岩的鉴定

1.沉积岩的分类

按沉积岩的成因、物质成分和结构特征,将沉积岩分为三大类(表1-6):

(1)碎屑岩类:母岩机械破碎的碎屑物所组成的沉积岩,该类岩石是碎屑结构,根据碎屑颗粒的大小可细分为砾岩、角砾岩、砂岩、粉砂岩。

(2)粘土岩类:主要由母岩机械破碎和化学分解的产物——粘土矿物组成的沉积岩,具有泥质结构和层理、层面构造。

(3)化学岩及生物化学岩:母岩经化学风化作用形成的溶解物质,经化学作用或生物化学作用沉淀而形成的岩石。

972512

表 1-6　　沉积岩分类简表

岩石类型	岩石名称	岩石结构	主要矿物成分
碎屑岩类	砾岩 角砾岩	砾状结构 角砾状结构	母岩机械破碎后的岩屑或岩块
	砂岩 粉砂岩	砂状结构 粉砂状结构	石英、长石、云母、角闪石 石英、长石、粘土矿物、硅酸盐矿物
粘土岩类	泥岩、页岩	泥质结构	粘土矿物，少量石英、云母
化学岩及化学生物岩类	灰岩	生物、化学结构	方解石为主，含少量白云石、粘土矿物
	白云岩	细粒状，鲕状	白云石、方解石
	燧石岩	化学结构	石英、蛋白石、硅胶
	岩盐	化学结构	K、Na、Mg 的硫酸盐及氧化物

2. 主要沉积岩的鉴定

(1)砾岩、角砾岩。碎屑岩中大于 2mm 的碎屑颗粒含量占 50% 以上的岩石，若由磨圆度较好的砾石、卵石胶结而成则称为砾岩；而由带棱角的角砾、碎石胶结而成的岩石则称为角砾岩。砾岩和角砾岩的砾石主要由岩屑组成，矿物成分多为石英和燧石，胶结物有硅质、泥质、钙质或其他化学沉淀物。岩石的强度与胶结物成分及胶结类型的关系密切。

(2)砂岩。碎屑中，粒径为 2～0.05mm 颗粒的含量占 50% 以上的岩石称为砂岩。砂岩主要由砂粒组成，砂粒成分以石英为主，其次是长石和岩屑，胶结物有硅质、铁质、钙质等。砂岩根据其矿物成分可细分为石英砂岩、长石砂岩和岩屑砂岩三类，根据粒度成分又可分为巨粒、粗粒、中粒、细粒、粉粒砂岩等，砂岩是沉积岩中常见的岩石之一。

石英砂岩：碎屑物质中 90% 以上为石英碎屑，少数为长石、岩屑等。胶结物大多为硅质，其次为钙质，颜色呈灰白、灰黄色，它为铁质胶结时呈褐红色，石英砂岩的抗压强度很高。

长石砂岩：碎屑主要由石英和长石组成，碎屑中石英小于 75%，长石大于 25%，岩屑小于 10%。胶结物常为钙质、铁质或粘土质，颜色为肉红色。较易风化，强度也较低。

岩屑砂岩：岩屑含量大于 25%。岩屑多为隐晶质的喷出岩、板岩、千枚岩及碳酸盐岩等。颜色呈灰色、灰绿色或灰黑色。胶结物常为粘土质，其次为硅质、钙质。

(3)泥岩。泥岩是固结程度较高的一种粘土岩，以厚层和页状构造不发育为特征并与页岩区别。泥岩一般为土黄色，因混入 Ca 质、Fe 质使颜色发生变化。

(4)页岩。具片状、鳞片状构造，沿页片易于剥开，岩性致密均一，强度低，不透水，有滑感。颜色多为土黄色或黄绿色。岩石的颜色与混入物成分有关。如铁质页岩呈红色、紫红色等。

(5)石灰岩。简称灰岩，是以方解石为主要矿物的碳酸盐类岩石，化学成分为 $CaCO_3$，颜色呈灰、灰白、深灰、灰黑色等。有机质含量较多时呈黑色。隐晶至粗粒结晶结构，致密块状，遇稀盐酸发生剧烈气泡。

当灰岩由 50% 以上的鲕粒(直径小于 2mm)组成具鲕状结构时称为鲕状灰岩。若由大小不等、形似竹叶的灰岩扁砾组成则称为竹叶状灰岩。含有 5%～25% 玉髓或微粒石英的灰岩，称之为硅质灰岩。石灰岩在我国的分布非常广泛，是良好的建筑材料。

(6)白云岩。主要由白云石组成,常含少量的方解石、石膏、燧石、粘土等矿物。颜色多为灰白、浅灰色,含泥质时呈浅黄色。隐晶质或细晶粒状结构。以加冷稀盐酸不起泡或微起泡与石灰岩相区别,野外特征是风化后岩石表面有纵横交错的"刀砍纹"。

(7)硅质岩。是由化学作用、生物化学作用和某些火山作用所形成的,富含 SiO_2(70%~90%)的岩石。矿物成分主要有非晶质的蛋白石、隐晶质的玉髓及结晶质的自生石英。此外,还可有粘土矿物、碳酸盐矿物和氧化铁等。硅质岩的主要岩类有:

硅藻土:主要由硅藻遗体组成,硅藻壳主要由蛋白石组成。岩石呈白色或浅黄色。一般不显层理,有时可见薄水平层理。多形成于第三系、第四系的地层中。

燧石岩:俗称"火石",是一种最常见、最重要的致密坚硬的硅质岩,主要矿物为玉髓、微粒石英和蛋白石。具蜡状光泽。颜色以灰、黑色为主,常成薄层、透镜体、结核条带状等夹于碳酸盐岩或粘土岩中。

三、变质岩

组成地壳的岩石是在一定的地质作用和地质环境下形成和存在的,且处于不停的运动、变化与发展之中。地壳中已形成的岩浆岩、沉积岩、变质岩一旦遭受地质环境的改变,在新的物理、化学条件下,就会发生矿物成分和结构、构造等方面的改造与转变。由地球内力作用引起岩石改造和变化的作用,称之为"变质作用"。由变质作用所形成的新的岩石称为变质岩。变质岩可分为正变质岩(原岩为岩浆岩)和副变质岩(原岩为沉积岩)。变质岩在我国分布较广,从前寒武纪至新生代都有变质岩的形成,但多数分布在古老的结晶地块和构造活动带中。它们既可成区域性的广泛出露(如秦岭),又可成局部的分布(如镇江焦山公园内)。变质岩作为地质体,是水文地质与工程地质直接作用的对象之一。

(一)变质作用的因素和类型

1. 变质作用因素

变质作用因素,主要指引起岩石发生变质作用的物理、化学方面的因素。具体地说,主要是温度、压力以及具有化学活动性的流体。

(1)温度。温度是一个极为重要的变质作用因素。绝大部分变质作用是在温度升高的情况下发生的。温度引起的变质作用主要表现为:①促使矿物发生重结晶;②促使组分的重新组合;③引起混合岩化现象,促使岩石发生选择性重熔。热源主要有岩浆熔融体所带来的热、地热及构造运动释放的热、放射性元素蜕变放出的热。

(2)压力。可分为均向压力(上覆岩层的负荷重量引起的压力,包括静水压力)、粒间流体压力(岩石颗粒间存在的挥发成分,尤其是 H_2O 和 CO_2 引起)及定向压力(也叫应力,构造运动或岩浆活动所引起的侧向挤压力)等。

(3)具有化学活动性的流体。是指气态或液态的水溶液,它对岩石的变质作用起着十分重要的作用。

2. 变质作用的类型

根据变质作用因素,一般可将变质作用分为以下几类:

(1)接触变质作用。由岩浆散发的热量和析出的气态或液态溶液引起的变质作用。主要发生在岩浆体与周围接触带的围岩之中。

(2)动力变质作用。又称为碎裂变质作用,构造运动所产生的定向压力使岩石发生的变质作用。通常发生在褶皱带、断裂带附近,其结果形成构造角砾岩、碎裂岩、糜棱岩等。

(3)区域变质作用。指大面积分布的、作用因素复杂的一种变质作用，由温度、均向压力、定向压力和具有化学活动性的流体的综合作用所造成。区域变质作用与构造运动和岩浆活动有密切关系，主要分布在古老的结晶地块和造山带中(如我国陕西的秦岭山脉)。

(二)变质岩的物质成分

1．变质岩的化学成分

变质岩既继承了原岩的化学成分，又具有多样性，主要造岩氧化物仍是 SiO_2、Al_2O_3、FeO、MnO、MgO、CaO、Na_2O、K_2O、H_2O、CO_2 及 TiO_2、P_2O_5 等。

2．变质岩的矿物成分

变质岩的矿物成分具有两种类型，一类是和岩浆岩、沉积岩共有的矿物，如长石、石英、云母、辉石、角闪石、磷灰石、磁铁矿等；另一类是变质岩特有的矿物，常见的有红柱石、蓝晶石、十字石、阳起石、滑石、蛇纹石、叶蜡石、绿泥石、方柱石等，如果岩石中这些矿物出现较多，说明了原岩已经发生变质。变质矿物对变质岩的鉴别具有指导作用。

(三)变质岩的结构和构造

1．变质岩的结构

变质岩的结构是指组成变质岩矿物的形状、大小和相互关系等反映的岩石构成方式，主要是矿物个体的性质和特征，通常包括以下三种类型：

(1)碎裂结构。原岩受定向压力作用超过矿物弹性极限时，即会发生矿物的弯曲和变形。如压力进一步增加，超过其极限强度，则发生破裂和粒化现象，使矿物颗粒呈现出不规则棱角状、锯齿状，形成各种碎裂结构。根据破碎程度可分为碎裂结构、碎斑结构、糜棱结构等。

(2)变晶结构。岩石在固体状态下物质发生重结晶称为变晶作用，由变晶作用形成的结构称为变晶结构，是变质岩中最常见的结构类型。变晶结构的主要特点是：①矿物的自形程度不高，多数为它形或半自形；②矿物自形程度只反映矿物结晶力的大小，而不能反映结晶的次序；③变晶矿物中常含有较多的包体。按矿物晶体的大小和形态特征分为粒状变晶结构、斑状变晶结构、鳞片状变晶结构等。

(3)变余结构。变余结构又称残余结构，是变质重结晶作用不彻底而保留母岩结构特征的一种结构。如原来沉积岩中的砾质结构和砂质结构，经变质后仍保留原岩的部分结构时，则可分别称之为变余砾质结构、变余砂质结构。

2．变质岩的构造

变质岩的构造是指岩石组分在空间上的排列方式和分布特征，主要是指矿物个体在方向和分布上的特征。变质岩的构造主要有以下几种：

(1)板状构造。岩石受应力作用产生一组密集平行的破裂面即劈理构造，劈理面光滑平整。并可伴有轻微的重结晶，但肉眼不能分辨出颗粒。

(2)千枚状构造。岩石组分基本上发生重结晶并形成定向排列，使岩石呈薄片状，片理面上具丝绢光泽。通常见有小挠曲和小褶皱，如北京八宝山的千枚岩具有此种构造类型。

(3)片状构造。岩石主要由鳞片状、薄片状、柱状变晶矿物组成，作定向排列和分布，沿片理面劈开成不平整薄板状。

(4)片麻状构造。岩石具变晶结构，粒状、鳞片状、柱状变晶矿物呈断续的定向排列和分布。

(5)块状构造。岩石中的矿物成分分布均匀，无定向排列现象，致密是粒状矿物重结晶岩石所特有的构造，如石英岩、大理岩等。

(四)变质岩的分类

1. 变质岩的分类

根据变质作用的类型，可将变质岩分为动力变质岩、接触变质岩和区域变质岩三大类。区域变质岩在根据岩石的构造进行分类的基础上，再根据矿物成分进一步确定名称。动力变质岩由反映破碎程度的结构来分类定名。变质岩分类归纳于表 1-7。

表 1-7　　主要变质岩分类简表

变质岩类型	岩石名称	构造与结构		主要矿物成分	母岩类型
区域变质岩	片麻岩	片麻状构造 变晶结构		长石、石英、黑云母、角闪石	粘土岩，粉砂岩，酸性、中酸性岩浆岩
	片岩	片状构造 变晶结构		绿泥石、滑石、云母等	粘土岩，钙质砂岩、灰岩，基性岩浆岩，火山凝灰岩
	千枚岩	千枚状构造 变晶结构		绢云母、绿泥石	粘土岩，粉砂岩，凝炭岩
	板岩	板状构造		镜下可见绢云母、绿泥石等	粘土岩、粉砂岩等
区域变质岩	石英岩	块状构造	变晶结构	石英含量大于 85%	砂岩，硅质岩
接触变质岩	大理岩		变晶结构	方解石、白云石、菱镁矿	碳酸盐岩
动力变质岩	碎裂岩		碎裂结构	岩石碎块	花岗岩、砂岩为主
	糜棱岩		糜棱结构	长石	花岗质岩石，砂类岩石

2. 主要变质岩特征描述

(1)片麻岩。一般具片麻状构造。中粗粒鳞片状变晶结构。原岩为粘土岩、粉砂岩、砂岩和酸性、中酸性岩浆岩。主要矿物成分为长石、石英和黑云母、角闪石，有时可有红柱石、十字石、蓝晶石。多呈肉红色、灰色、深灰色。片麻岩分布广泛，在区域变质岩地区经常出现，如四川丹巴、河北建屏等地的片麻岩具有典型的片麻状构造。

(2)片岩。具典型的片状构造、变晶结构，是常见的区域变质岩。由云母和石英矿物、绿泥石等组成。以不含长石区别于片麻岩。根据矿物成分不同可分为云母片岩、绿泥石片岩、角闪石片岩、滑石片岩等。片岩强度较低，且易风化，由于片理发育，易于沿片理裂开，是工艺品良好的原材料。

(3)板岩。具板状构造、变余隐晶质结构和变余泥质结构。板理面平整光滑，岩性均一，是区域变质作用的低级产物，重结晶不明显，根据颜色和杂质，可进一步定名，如四川南江的炭质板岩、灰色硅质板岩。

(4)千枚岩。具有千枚状构造的岩石称为千枚岩，重结晶程度比板岩高，母岩类型与板岩相似，为粘土岩、粘土质粉砂岩和中酸性凝灰岩。主要矿物成分为绢云母、绿泥石、石英、钠长石等。显微变晶结构，片理面具有强丝绢光泽。

(5)石英岩。石英含量大于 85%，一般为块状构造，粒状变晶结构，主要由石英组成，含少量长石、绢云母、绿泥石、云母、角闪石等，一般为白色，致密坚硬。属于区域变质岩。

(6)大理岩。是由碳酸盐类岩石重结晶而成,具有细粒、中粒和粗粒结构。主要矿物为方解石、白云石、菱镁矿。纯大理岩呈白色(汉白玉)。含有杂质时带有灰色,具美丽花纹。大理岩分布广泛,以云南大理县点花山美丽花纹的大理岩而定名,是良好的建筑及装饰材料。

第三节　土的成因类型及其工程特征

土是岩石风化作用形成的产物。我国大部分地区的松软土都形成于第四纪时期,故通常称之为“第四纪沉积物”。按成因类型,土可分为残积土、坡积土、洪积土、冲积土、淤积土、冰积土和风积土等七大类。

一、残积土

残积土是指经风化作用的岩石未被搬运残留于原地的碎屑物,位于岩石风化壳的上部,自上向下逐渐变为半风化、半坚硬岩石,与新鲜岩石之间呈渐变的过渡关系。残积土具有如下一些基本特征:

(1)残积土成分受气候条件与母岩的控制。气候影响风化作用的类型,故不同气候条件下形成的残积土具有不同的粒度成分和矿物成分。干旱气候区以物理风化为主,如我国西北地区,风化作用只能使岩石发生机械破碎形成粗碎屑物,缺乏粘土矿物,这种残积土具有碎石类土的工程地质特征;半干旱地区,岩石受物理风化和化学风化作用,部分原生矿物变成次生矿物,土中含较多的可溶盐,次生矿物以伊利石为主;气候潮湿地区,残积土的粘土矿物多为蒙脱石矿物,如我国的云南地区。从干旱到潮湿地区,残积土的颗粒成分由粗变细,土类从碎石类土过渡为砂类土至粘性土,且土中不同种类的粘土矿物将使土表现出不同的塑性和胀缩性。

(2)残积土体的形成及厚度与地形条件有关。一般而言,在宽广的分水岭、平缓的斜坡地带,通常厚度较大,反之,在山丘顶部厚度则较小。

(3)残积土无明显的层理构造。

(4)残积土体透水性较强,常赋存有一定数量的地下水,在基坑开挖施工中应采取相应的排水措施。

(5)斜坡区的残积土体在重力作用下易发生变形,从而形成滑坡、崩塌等不良地质现象。

二、坡积土

由雨水或雪水将高处的风化碎屑物冲洗,顺坡向下搬运,堆积在较平缓的山坡或坡脚处形成的土称为坡积土。坡积土具有以下基本特征:

(1)坡积土的岩性成分与高处残积土有直接的关系。

(2)具有明显的分选性,从斜坡至坡脚,由上至下颗粒由粗变细。

(3)在垂直剖面上,下部与基岩接触处往往是碎石、角砾,其中充填有粘土或砂土,上部则较细,多为粘性土。

(4)坡积土厚度变化大,在缓坡处厚度大,陡坡处厚度小。坡积土在坡脚处常形成厚的坡积裙,覆盖于其他成因类型的土体之上。新近堆积的坡积物常具有垂直的孔隙,结构也较为疏松,具有较高的压缩性。斜坡区的坡积土易产生滑坡,滑动面通常是它与下伏基岩的接触面,尤其在人工开挖坡脚时,这种现象最易发生,在水利工程施工中,应注意坡积土的这种不良现象。

三、洪积土

暴雨或融雪所形成的暂时性急流所带来的碎屑物质在山沟出口处或山前倾斜平原地段逐渐堆积而形成的土称为洪积土，山洪携带的大量碎屑物质沿沟谷出口流出后，由于水流流速的骤减而呈扇形堆积，称之为洪积扇，众多洪积扇进一步发展连成一体称为洪积裙，继续发展可成为洪积平原。洪积土具有以下基本特征：

(1)主要堆积于山前平原或山间谷地。

(2)以洪积锥、洪积扇的地貌形态出现居多，有时面积、厚度均很大。

(3)岩性成分复杂，既有分选良好的粉土、粘土，又有分选较差的碎石、块石、砂粒等，其间有过渡类型的土体连接。

(4)具斜层理和透镜体构造。

洪积土可作为建筑物地基，尤其离山前较近的洪积土颗粒较粗，地下水埋藏较深，具有较高的承载力和较低的压缩性，有的城市就坐落在洪积平原上，如焦作市的地基就为太行山山前洪积平原。离山较远，颗粒较细，成分单一，厚度较大，也是良好的天然建筑地基。但是在两者过渡地带，地下水埋藏较浅(颗粒透水性的差异性导致)，承载力较低，且常呈沼泽地状态。

四、冲积土

由于河流的流水作用，上游碎屑物质搬运到河谷中坡降较缓的地段堆积而成的土称为冲积土。主要发育于河谷内及山区外的冲积平原中。根据冲积物的形成条件，可分为河床相、河漫滩相、牛轭湖相及河口三角洲相四种类型。

河床相冲积物主要由河流主流在平水期所堆积形成，分布于现河床地带和阶地上。河床相冲积土在山区河流或河流上游大多为粗大的块石、砾石和粗砂，至中下游或平原地区沉积物逐渐变细。冲积物经流水长距离搬运作用，表现出较好的磨圆度，这也是与洪积土的主要区别之一。山区河床冲积土厚度不大，一般不超过 10m，但个别也有近百米的，而平原地区河床冲积土则厚度很大，一般在数十米至数百米，甚至达千米。

河漫滩相冲积物是在洪水期河水漫溢河床两侧时所携带的碎屑物质堆积而成的，土粒较细，通常为粘性土和粉土等，常夹有淤泥或泥炭覆盖于河床相冲积土之上，形成下粗上细的“二元体”结构。

牛轭湖相冲积土是在废河道(河道发生迁移)形成的牛轭湖中沉积成的松软土，颗粒很细，常含大量有机质，有时形成泥炭，该类土的压缩性高，承载力则较低。

在河流的入海、湖口，搬运的大量碎屑物(尤其是细小颗粒)沉积下来，形成面积宽广而厚度极大的三角洲沉积物，通常为淤泥质土或淤泥，如长江三角洲、珠江三角洲等。

冲积土的工程性质随不同的沉积相具有一定的差异性，古河床相土的压缩性低，强度较高，是工业民用建筑的良好地基；而现代河床堆积物密度小，透水性强，还有可能引起地震液化等灾害。牛轭湖相冲积土不宜作为建筑物的天然地基。三角洲相沉积物常常是饱和的软粘土(淤泥，淤泥质土)，承载力低，压缩性高，若作为建筑物地基，则应慎重对待，一般不宜作为建筑物的天然地基。在东南沿海的软粘土的上部通常覆盖有一层“硬壳层”，常可作为低层建筑物的天然地基和公路的路基。

五、淤积土

淤积土是在静水或缓慢的水流中沉积，可伴有生物化学作用而形成的土，包括海相、湖

沼相沉积土。

(一)海相沉积物

海洋根据海水深度及海底地形可以划分为滨海带(海水高潮位时淹没,低潮位时露出的地带)、浅海区(大陆架,水深一般0～200m,宽度一般100～200km)、陆坡区(指大陆陡坡,浅海区与深海区的过渡地带,水深一般200～1 000m,宽度一般100～200km)及深海区(海洋底盘,水深超过1 000m)。与上述海洋分区相应的有四种沉积物:

滨海相沉积物主要由卵石、砾石、砂等粗碎屑物质组成,具有基本的水平或缓倾斜的层理构造,在砂层中带有波浪作用留下的痕迹——波痕。作为地基,其承载力较高,透水性较大,易于压缩固结,常作为码头地基。

浅海沉积物主要由细颗粒的砂土、粘性土、淤泥和生物化学沉积物,离海岸越远,沉积物的颗粒越细。浅海沉积物具有层理构造,其中砂土较滨海带更为疏松,因而压缩性高;一般近代粘土质沉积物的密度小,含水量高,因而其强度低、压缩性高。

陆坡和深海沉积物主要为有机质淤泥,成分单一。

(二)湖沼相沉积物

湖泊沉积物可分为湖边沉积物和湖心沉积物两种类型。湖心沉积物是由河流和湖流挟带的细小悬浮颗粒到达湖心后沉积形成的,主要为粘土和淤泥,常夹有细砂、粉砂薄层,土的压缩性高,强度很低。沼泽沉积土是淤积土的一种,主要由有机质和泥炭组成,泥炭的含水量极高,透水性极低,不易固结,承载力极低,并具有触变性和流变性,一般不宜作为建筑物的天然地基。

六、冰积土

冰积土是通过冰川活动或冰川融化后的冰水活动进行搬运堆积形成的土。由于冰川的搬运能力巨大,故冰积土以漂石、巨大块石、碎石、砂、粘性土混合组成为特点,分选性极差,无层理构造。颗粒一般具有棱角,巨大块石上常有冰川擦痕。

七、风积土

风积土是指在干燥气候条件下,岩石风化后的碎屑物质被风吹扬,搬运一定距离后随着风力减小而降落堆积形成的一类土。其特点是颗粒以尘土或砂为主,颗粒较为均匀、质纯、孔隙大、结构松散,最常见的为风砂及风成黄土,在我国主要分布于西北地区,尤以风成黄土最为典型。风成黄土具有以下性质:

(1)风成黄土的粒度成分通常以粉粒为主,比重在2.51～2.84之间。

(2)黄土的含水量极低,变化在3.3%～25.3%之间,其大小与地下水位及降水量有关。

(3)黄土在一定的压力作用下,受水浸湿后会产生显著的附加沉降,即湿陷性,Q_3 以后沉积的黄土常具有湿陷性。

(4)黄土常发育有垂直节理和构造节理。

总之,不同成因的土具有不同的工程地质性质,在作为建筑物地基时,首先需要确定土的成因类型,从而预测可能出现的工程地质问题,提出改良方案,为基础设计提供必要的地质依据。

习题与思考

1. 矿物的物理性质和力学性质各包括哪些方面?
2. 何谓沉积岩？沉积岩的形成需要经历哪几个阶段?
3. 变质作用的因素有哪几种?
4. 岩浆岩按 SiO_2 含量可分为哪几种类型?
5. 试比较沉积岩、变质岩、岩浆岩的结构、构造特征。
6. 实验室鉴定沉积岩的基本方法是什么?
7. 野外如何区分灰岩和白云岩?

参考文献

[1] 西北大学地质系矿物教研室.矿物学.北京:地质出版社,1978
[2] 崔冠英等.水利工程地质.北京:水利电力出版社,1985
[3] 史如平等.土木工程地质.南昌:江西高校出版社,1994
[4] 黄乃安等.工程地质学.北京:水利电力出版社,1995
[5] 成都地质学院岩石教研室.岩石学简明教程.北京:地质出版社,1978

第二章　地质构造

第一节　概　述

地球是一个旋转椭球体，其平均半径为6 371km。地球并不是一个均质体，而是具有圈层结构，以地表为界可以分为内圈和外圈。地球物理测试结果表明，地球内圈仍具有同心圈层结构。地震波波速在5～60km和2 900km处有两个明显的分界面，分别称为莫霍面和古登堡面。这两个界面将地球内圈划分为地壳、地幔和地核三大圈层。

地壳是莫霍面以上部分，由固体岩石组成，厚度变化很大，大洋地壳最薄处仅5km左右，大陆地壳最厚达60km左右。地壳平均厚度为16km。地壳分上下两层，上层为花岗岩层（硅铝层），主要由富含硅质的岩浆岩组成。下层为玄武岩层（硅镁层），主要由富含铁、镁质的岩浆岩组成。地壳是人类生活、生存和从事各种工程活动的场所。

地幔界于地壳和地核之间，上界面为莫霍面，下界面为古登堡面，厚度约2 800km。分上、下两层，上地幔为莫霍面至1 000km深度，厚达900多km，主要由超基性岩组成。平均密度3.5g/cm³，温度达1 200～2 000℃，压力达0.4GPa（4 000个大气压）。下地幔从1 000km到2 900km深度，厚度约1 900km，主要成分为硅酸盐、金属氧化物和硫化物等，平均密度为5.1g/cm³，温度达2 000～2 700℃，压力达150GPa（即150万个大气压）。

地核是地球最内部的核心部分。古登堡面至地心部分称为地核。由地心向外依次可分为内核、过渡层和外核。厚度3 471km。主要由含铁、镍很高，成分很复杂的液体和固体相变物质组成，密度约13.0g/cm³，温度达3 500～4 000℃，中心压力高达360GPa（即360万个大气压）。

显然，从地表向地下深处，不仅物质成分发生了明显的变化，而且这些物质的状态和赋存环境等都发生了变化。了解地球内部构造，有助于我们认识有关地质现象和进一步了解地表各种成分岩石的成因等。

在地质学中通常把由固体岩石组成的地壳和上地幔顶部（约60km深处以上）称为岩石圈。同时地球外圈根据其物质性状可分为生物圈、水圈和大气圈，它们包围着地球，各自形成连续完整的外圈。岩石圈、生物圈、水圈和大气圈共同构成了人类生活、生存的自然环境。

地球是太阳系一个行星。地壳是人类生活生存和从事各种工程建设的场所。地壳是在不断地运动、发展和变化的。例如一亿八千万年前的四川，还是一片汪洋，以后才逐渐上升为陆地；我国的喜马拉雅山地区在4 000万年以前还是大洋，只是在2 500万年前才开始从海底逐渐上升，在200万年前才初具山的规模，到现今已经变为雄伟的世界屋脊。这种由于地球内动力地质作用引起地壳的机械运动称为地壳运动。地壳运动使岩体产生变形、变位，形成各种不同的构造形迹（如断层、裂隙、褶皱等），称为地质构造。因此，地壳运动也称为构造运动（或造山运动）。地壳运动迄今仍在持续，一般认为晚第三纪（2 500万年）以来的构造运动称为新构造运动。而其中有人类历史以来产生的新构造运动称为现代构造运动。

地壳运动按其运动方向可分为水平运动和升降运动。水平运动是地壳受水平引张或水

平挤压作用，使岩层产生断裂或褶皱。升降运动是垂直于地表的运动，表现为地壳大面积的上升运动或下降运动。地壳运动速度有快有慢，通常以缓慢的持续运动为主，其速率常以毫米每年计。地壳快速运动如大家熟悉的地震及火山活动等。

地质构造的基本类型有水平构造、倾斜构造、褶皱构造和断裂构造。地壳表层沉积的、受构造运动作用轻微的、层面近水平的构造称为水平构造。大多分布在大范围均匀抬升或下降的地区内。由于构造运动使岩层面与水平面有一定夹角的地质构造称为倾斜构造。它通常是褶皱的一翼或断层的一盘。倾斜构造中岩层在一定范围内向同一方向倾斜而且倾角大致相等的地质构造，又称为单斜构造。当岩性比较软弱的层状岩体受到较强烈构造运动作用时，岩层便产生一系列连续弯曲变形形态，称为褶皱构造。随着构造作用力增加，当其超过岩体极限强度时，岩层便产生破裂或错动，形成断裂构造。褶皱构造和断裂构造是最主要的地质构造类型。地质构造的规模大小不等。大的如区域性构造分布可达数千公里，而小的在手标本或在显微镜下也能观察到。

褶皱和断裂构造使岩层产生弯曲、断裂和位移，破坏了岩体的完整性，使岩体透水性增强、风化作用加剧、岩石强度和岩体稳定性降低，使工程建设的工程地质条件复杂化。显然，地质构造是基岩工程地质条件中一个十分重要的地质因素，是岩体稳定性分析中一个主要的甚至是控制性的边界条件。因此，深入系统地了解和学习地质构造的基本知识，不仅对分析评价各类建筑场地及地区的稳定性，而且对合理的规划、正确的设计和最佳施工方案的选择等都有重要的实际意义。

第二节　地史概要

地史学是研究地壳的发展和变化历史的科学。它主要阐述地壳发展变化的历史过程和生物演化、岩层形成的先后次序和生成环境，以及构造变动等。因此，为了帮助大家认识、判断各种地质构造，了解地层的接触关系，以及正确地分析、阅读有关工程建设的地质资料，必须了解有关地史知识。

一、地质年代

地质年代分绝对年代和相对年代。绝对年代指地层形成到现在所经历的实际年数。如南京地区相对最古老的基岩地层——震旦系灯影组白云岩，其绝对年代为6亿～8亿年。绝对年代主要根据岩石中所含的放射性元素的蜕变来确定。而在工程地质研究中，用的较多的则是相对年代，相对年代是指地层之间的相对新老关系。如上述南京地区最老的地层，形成于元古代震旦纪。这里的元古代、震旦纪都是相对地质年代。地史学中确定相对地质年代的方法通常有地层层位法、古生物法和岩性对比法等。地层层位法依据地层形成后，如果未经剧烈构造变动，则老地层在下、新地层在上的原理来判断地层的相对新老关系。强烈构造运动能使地层之间的接触关系复杂化（如直立或倒转、假整合或不整合接触等），则需要详细工作才能判断。古生物法是依据生物发展是由简单到复杂、由低级向高级不断演化，而且灭绝了的生物不会再重现的进化规律，这样不同地质时期有不同的生物群，不同时代地层中就有其对应的古生物化石。如寒武系的三叶虫、白垩系的恐龙化石等都是标准化石，根据这些标准化石就可以确定地层的地质年代。岩性对比法则根据同一时期，在同样地质环境下形成的岩石，它们的成分、结构和构造一般相似的特点来确定地层相对年代。上述三种方

法通常适用于沉积岩中，而且通常多种方法综合应用效果较好。对一些缺乏古生物化石的古老岩层通常测其绝对年代，确定其形成时代。

二、地质年代单位与地层单位

地壳在其发展变化的漫长地质历史中，地质环境经过了多次变化，地球上生物的种类也经过了由低级向高级的繁衍过程。因此，为了准确揭示地壳的发展变化和确定地层形成时代，通常根据地层形成的先后顺序、岩性变化特征、生物演变阶段及构造运动特征和古地理环境等因素，国际上把地质年代用宙、代、纪、世四级单位表示。首先划分为隐生宙和显生宙两大阶段。然后隐生宙再分为太古代(A_r)和元古代(P_t)，显生宙分为古生代(P_z)、中生代(M_z)和新生代(K_z)。代以下的单位为纪，一个代可分为几个纪。如中生代就包括三叠纪(T)、侏罗纪(J)和白垩纪(K)。纪以下再分为世，通常三分或两分，如三叠纪可分为早、中、晚三叠世三个世。白垩纪可分为早白垩世(K_1)和晚白垩世(K_2)两个世。而把每个地质年代单位宙、代、纪、世对应所形成的地层单位规定为宇、界、系、统。如中生代三叠纪形成的地层称为中生界三叠系。把早、中、晚三叠世形成的地层依次称为下、中、上三叠统或三叠系下统、中统、上统。有关地质年代单位与地层单位的划分见表 2-1。

表 2-1　　地质年代单位与地层单位对比

级次	地质年代单位	地　层　单　位	使　用　范　围
一级	宙	宇	国际性的
二级	代	界	
三级	纪	系	
四级	世	统	
…	期 时	阶 带	全国或大区域的

在实际应用过程中，对地层单位可视工程需要在表 2-1 的基础上进一步详细划分。如在工程地质研究中，由于建筑物地基所涉及和影响的范围有限，以及不同岩性的地层具有不同的工程地质特征，为满足工程建设需要，通常把地层划分为不同的工程地质岩组等。

三、地质年代表

按照以上地质年代单位，根据全球各地的地层划分对比，结合我国实际情况而确定的地质年代表(表 2-2)，列入了相对地质年代从老到新的划分次序、对应的绝对年代及主要构造运动和我国地史简要特征。了解了表 2-2 的内容，有助于我们正确判断工程建设地区地层的分布、形成环境、地质构造及该区地质发展历史等，以便合理高效地进行工程建设。

第三节　岩层的产状及接触关系

岩层的层面和各种接触面不仅可以给我们揭示建筑地区地壳运动的历史、古成岩环境等，而且是岩体中重要的地质结构面。

一、岩层的产状

岩层产状是指岩层在空间的位置或分布状态。通常用走向、倾向和倾角产状三要素来测定和表示岩层的产状，在野外通常用地质罗盘测量岩层的产状要素。

(1)走向。岩层面与水平面的交线的延伸方向，称为走向。该交线叫走向线(图 2-1 中 *ab* 线)。走向线两端的延伸方向都是岩层的走向，所以同一岩层的走向有两个且数值相差

表 2-2　　地质年代表

宙	代	纪	世	绝对年龄（百万年）	主要构造运动	我国地史简要特征
显生宙	新生代（K_z）	第四纪（Q）	全新世（Q_4） 更新世（Q_3） （Q_2） （Q_1）	2 或 3	喜马拉雅运动	地球表面发展为现代地貌，多次冰川活动，近代各种类型的松散堆积物、黄土形成，华北、东北有火山喷发，人类出现
		第三纪（R） 晚第三纪（N）	上新世（N_2） 中新世（N_1）	12 25		我国大陆轮廓基本形成，大部分地区为陆相沉积，有火山岩分布。台湾岛，喜马拉雅山形成。哺乳动物和被子植物繁盛，是重要的成煤时期，有主要的含油地层
		早第三纪（E）	渐新世（E_3） 始新世（E_2） 古新世（E_1）	40 60 70	燕山运动	
	中生代（M_z）	白垩纪（K）	晚白垩世（K_2） 早白垩世（K_1）	135		中生代构造运动频繁，岩浆活动强烈，我国东部有大规模的岩浆岩侵入和喷发，形成丰富的金属矿。我国中生代地层极为发育，华北形成许多内陆盆地，为主要成煤时期。三叠纪时华南仍为浅海沉积，以后为大陆环境。 生物显著进化，爬行类恐龙繁盛，海生头足类菊石发育，裸子植物以松柏、苏铁及银杏为主，被子植物出现
		侏罗纪（J）	晚侏罗世（J_3） 中侏罗世（J_2） 早侏罗世（J_1）	180	印支运动	
		三叠纪（T）	晚三叠世（T_3） 中三叠世（T_2） 早三叠世（T_1）	225	海西运动	
	古生代 晚古生代（P_{z2}）	二叠纪（P）	晚二叠世（P_2） 早二叠世（P_1）	270		晚古生代我国构造运动十分广泛，尤以天山地区较强烈。华北地区缺失泥盆系和下石炭纪沉积，遭受风化剥蚀，中石炭纪至二叠纪由海陆交替相变为陆相沉积。植物繁盛，为主要成煤期。 华南地区一直为浅海相沉积，晚期成煤，晚古生代地层以砂岩、页岩、石灰岩为主，是鱼类和两栖类动物大量繁殖时代
		石炭纪（C）	晚石炭世（C_3） 中石炭世（C_2） 早石炭世（C_1）	350		
		泥盆纪（D）	晚泥盆世（D_3） 中泥盆世（D_2） 早泥盆世（D_1）	400	加里东运动	
	古生代（P_z） 早古生代（P_{z1}）	志留纪（S）	晚志留世（S_3） 中志留世（S_2） 早志留世（S_1）	440		寒武纪时，我国大部分地区为海相沉积，生物初步发育，三叶虫极盛。至中奥陶世后，华北上升为陆地，缺失上奥陶统和志留系沉积，华南仍为浅海，头足类、三叶虫、腕足类笔石、珊瑚、蕨类植物发育，是海生无脊椎动物繁盛时代。早古生代地层以海相石灰岩、砂岩、页岩等组成为主
		奥陶纪（O）	晚奥陶世（O_3） 中奥陶世（O_2） 早奥陶世（O_1）	500		
		寒武纪（∈）	晚寒武世（$∈_3$） 中寒武世（$∈_2$） 早寒武世（$∈_1$）	600	蓟县运动	
隐生宙	元古代（P_t）	震旦纪（Z）		800	吕梁运动	元古代地层在我国分布广，发育全，厚度大，出露好。华北地区主要为未变质或浅变质的海相硅镁质碳酸盐岩及碎屑岩类夹火山岩。华南地区下部以陆相红色碎屑岩河湖相沉积为主，上部以浅相海相沉积为主，含冰碛物为特征。低等生物开始大量繁殖，菌藻类化石较丰富
				2 500	五台运动	
	太古代（A_r）			4 000		太古代构造运动频繁，岩浆活动强烈，侵入岩和火山岩广泛分布，岩石普遍变质很深，形成古老的片麻岩、结晶片岩、石英岩、大理岩等，构成地壳的古老基底。目前已知最古老岩石的年龄为 45.8 亿年，最老的菌化石为 32 亿年
地球初期发展阶段				4 600		

180°。习惯上常用北东或北西方向表示走向。如某地岩层走向用方位角表示为 45°(225°)，多用 45°。而另一岩层走向为 350°(170°)，则常用 350°。

(2)倾向。垂直于走向线沿层面向下所引的(射)线(图 2-1 中 *ce* 线)在水平面上的投影

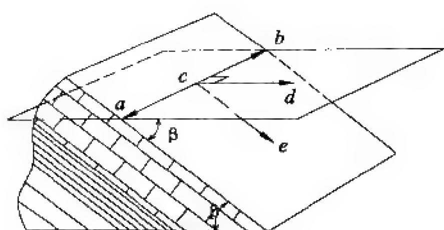


图 2-1　岩层的产状要素

ab－走向　cd－倾向　β－倾角

所指的方向称为岩层的倾向(图 2-1 中 cd 所指方向)。同一层面在同一点上的倾向是惟一的且与走向正交。

(3)倾角。指层面与水平面之间所夹的最大锐角(图 2-1 中 β 角)。岩层面某一已知方向与水平面的夹角为视倾角。

岩层产状的表示有方位角表示和象限角表示两种方法。如某岩层产状用方位角量测值为走向 45°、倾向 135°、倾角 60°,用方位角表示记为:45°/135°∠60°或只用倾向、倾角记为 135°∠60°;用象限角表示则记为 NE45°/SE45°∠60°或 NE45°/SE∠60°。

二、岩层的接触关系

岩层接触关系是指不同地质年代所形成的岩层在空间的接触形式。它是地壳运动最明显、最综合的表现。反映了地壳运动的发展和地质构造形成的历史、古成岩环境和岩性特征等。岩层接触关系从成因上可以分为整合接触、假整合接触、不整合接触及沉积接触和侵入接触五种类型。其中整合、假整合、不整合接触是岩层接触关系的最基本类型。沉积接触和侵入接触是反映岩浆岩与围岩接触关系的两种接触类型(图 2-2)。

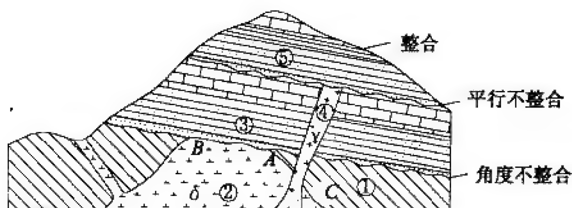


图 2-2　岩层接触关系示意图

AB－沉积接触面　AC－侵入接触面　δ－侵入体　γ－岩脉

(1)整合接触。是指在相对稳定的沉积环境下,沉积物连续不断地堆积形成的两套地层产状基本一致,沉积时代连续的相互接触关系。这种接触关系反映了岩层形成过程中地壳比较稳定,没发生过显著的地壳上升或交替运动,古成岩环境变化不大。因此,整合接触以岩层产状平行、时代连续、岩性递变为特征。显然,整合接触面是岩层接触关系中工程地质性质相对较好的一种接触面。

(2)假整合接触(也叫平行不整合接触)。是指两套岩层在形成过程中,由于地壳上升运动造成地层沉积间断,缺失某一时代(或某一时段)的地层,但地层产状一致。这种地层产状基本一致、沉积时代不连续的接触关系为假整合或平行不整合接触。图 2-2 中③和⑤之间为假整合接触。在地壳上升时,原来接受沉积的沉积环境就变为遭受风化剥蚀,然后再继续接受沉积,这样,所形成的风化剥蚀面即假整合面。假整合面一般不平整,其下伏岩层的顶面往往保留古风化壳的痕迹,上覆岩层的底部往往沉积有底砾岩;同时上下层岩性不连续。

显然，岩层中的假整合面的工程地质性质较整合面要差。尤其要注意缓倾角地层中可能存在的假整合接触面，往往是岩体中的软弱结构面。

(3)不整合接触(也叫角度不整合接触)。是指岩层形成过程中，经受了强烈的构造运动，造成上、下两套地层的产状既不一致，地层时代也不连续的接触关系。不整合面除具有假整合面的特征外，其主要区别在于接触面上、下地层产状不一致，一般是下伏地层构造变动较为强烈，产生倾斜、褶皱或隆起，并常伴有岩浆侵入和变质作用。上覆新地层与下伏老地层往往以一定角度直接接触。图 2-2 中①和③之间为不整合接触。假整合和不整合是重要的地质现象，是地壳发展阶段性的重要标志，是不同时代地层之间的界线，因而是地层划分和对比的重要依据。

假整合和不整合的分布是有一定范围的，其类型在广大区域上也是有变化的。在不同地区有时不整合可以过渡为假整合，地层时代间隔不大的假整合也可以过渡为整合接触。

(4)侵入接触。先形成的岩层受后期岩浆侵入作用，在侵入体与围岩的接触带上，围岩常会出现被烘烤和挤压的现象(蚀变现象)，侵入体中常残留有围岩的捕虏体，这种接触关系称为侵入接触。图 2-2 中①和②之间是侵入接触，*AC* 为其侵入接触面。

(5)沉积接触。地壳中的侵入体，遭受后期的侵蚀作用后形成侵蚀面，其后由于地壳下降，又有新的沉积层覆盖其上，这种接触关系为沉积接触。沉积接触与侵入接触的不同在于前者侵入岩体形成较早，上覆沉积岩层较新，故沉积岩层不可能出现侵入接触中围岩中常见的蚀变现象，也不会有源于侵入体的岩脉贯穿，在侵入岩中也不可能有后成沉积岩的捕虏体。相反，在上覆沉积岩层底部常有侵入岩及其围岩的砾石构成的底砾岩。图 2-2 中②和③之间为沉积接触，*AB* 为沉积接触面。侵入接触和沉积接触关系往往是指示岩浆侵入时代的下限和上限的良好标志。

岩层接触关系往往反映了工程所在地区地壳运动历史和沉积环境的变化。而岩层之间的各种接触面不仅是地层划分的依据，而且是工程岩体稳定分析等研究中值得注意的一种原生的地质结构面。特别是假整合、不整合、沉积接触和侵入接触面，由于沉积间断后遭受风化、侵蚀或者岩浆侵入时的烘烤和挤压作用等，这些接触面工程地质性质较差，往往是岩体中的软弱结构面。

第四节　褶皱构造

褶皱构造是地质构造主要类型之一。查清工程建设区的各种地质构造、工程建设区所在的构造部位以及各种地质构造对工程安全稳定性的影响，是工程地质研究一个很重要的工作，也是工程建设合理规划、正确设计的基础和前提。

一、褶皱构造的类型及其特征

褶皱是岩层受构造作用力作用后产生变形，形成的一系列连续完整的弯曲形态，是地壳上分布广泛、最常见的地质构造形态之一，在层状岩体中最为明显。绝大多数褶皱构造是在水平挤压力作用下形成的，有的则是在垂直隆起作用力下形成的，还有的是在一对剪切力偶作用下形成的。褶皱构造是岩层塑性变形的表现，一般多发育在软弱岩层中或大断层带附近。褶皱构造的规模大小不一，大的宽达几十公里，小的在手标本中可见。研究褶皱构造的产状、规模、基本形态、类型及其特征等，对于查明建筑物地区的工程地质条件，分析、评价可

能出现的工程地质问题具有重要意义。

(一)褶皱构造的基本形态

褶皱构造的基本形态有背斜和向斜两种(图 2-3)。

(1)背斜。岩层向上弯曲,两侧岩层向外倾斜,时代较老的岩层分布在中间,向两侧依次变新,并且两边岩层对称出现。

(2)向斜。岩层向下弯曲,两侧岩层向内倾斜,时代较新的岩层分布在中间,向两侧依次变老,并且两边岩层对称出现。

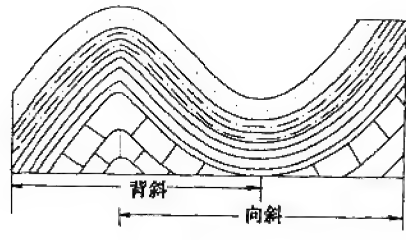


图 2-3 背斜和向斜

背斜和向斜构造形成后如果岩层未经风化剥蚀,则往往背斜成山,向斜成谷。但在漫长的地质历史中,褶皱构造要遭受风化及水流冲蚀等外动力地质作用,强烈的风化剥蚀和夷平作用,使地形变得比较平坦,甚至出现背斜谷、向斜山。

(二)褶皱要素

褶皱要素是指褶皱构造的各个组成部分,是我们认识和区别各种不同形态、不同特征褶皱构造,深入研究和描述褶皱构造的基础。

(1)核——褶皱的核心部分。指褶皱构造的岩层遭受风化剥蚀后,出露在地表的地层的中心部分(图 2-4)。

(2)翼——褶皱核部两侧岩层对称出露的部分(图 2-4)。

(3)轴面——平分皱褶两翼的一个理想的面。可以是平面,也可以是曲面。可以是直立的,也可以是倾斜的,甚至是水平的(图 2-5*abcd* 面)。

(4)轴——轴面与水平面的交线(图 2-5*bc* 线)。其延伸方向代表褶皱的延伸方向。

(5)枢纽——轴面与岩层面的交线(图 2-5*ef* 线)。是褶皱同一层面上弯曲最大的点的连线。枢纽可以是水平的、倾斜的或波状起伏的。

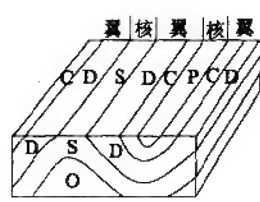


图 2-4 褶皱的核部和翼部

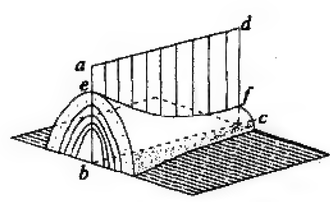


图 2-5 褶皱要素

(三)褶皱的形态分类

褶皱构造千姿百态,形态分类方法亦很多,兹介绍工程上常用的有关分类。

1. 按轴面产状分类

(1)直立褶皱:轴面直立,两翼岩层倾向相反,倾角大致相等(图 2-6a)。

(2)倾斜褶皱:轴面倾斜,两翼岩层倾向相反,倾角不等(图 2-6b)。

(3)倒转褶皱:轴面倾斜,两翼岩层倾向相同,一翼正常,另一翼倒转(层底面在上,层顶面在下)(图 2-6c)。

(4)平卧褶皱:轴面近水平,两翼岩层平卧,一翼正常,另一翼倒转(图 2-6d)。

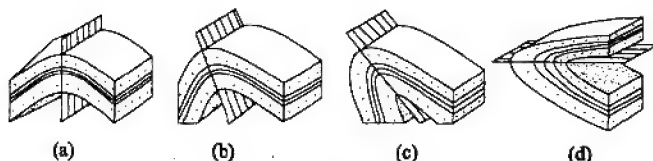


图 2-6 褶皱形态分类

(a)直立褶皱 (b)倾斜褶皱 (c)倒转褶皱 (d)平卧褶皱

2. 按枢纽产状分类

(1)水平褶皱:枢纽近水平,两翼岩层走向基本平行(图 2-7a,a′)。

(2)倾伏褶皱:枢纽倾斜,两翼岩层走向不平行(图 2-7b,b′)。

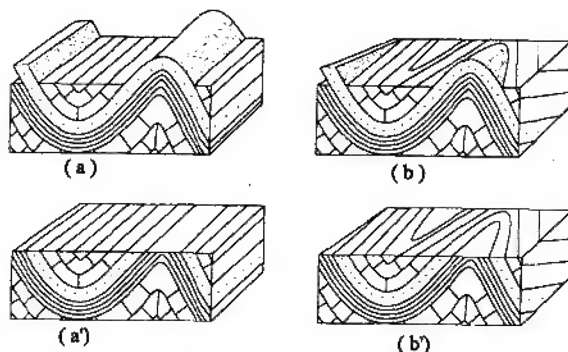


图 2-7 水平褶皱和倾伏褶皱

(a)、(a′)水平褶皱 (b)、(b′)倾伏褶皱

3. 按延伸长度和宽度比值分类

(1)线状褶皱:枢纽近水平,延伸远,长宽比大于 10。

(2)短轴褶皱:枢纽线从最高点向两端显著下降,长宽比为 3~10。

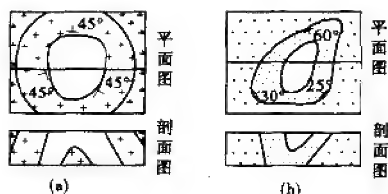
(3)穹窿构造:延伸很短,长宽比小于 3 的背斜,翼部岩层向四周倾斜,剥蚀后平面上中部为老岩层(图 2-8a)。

(4)盆地构造:延伸很短,长宽比小于 3 的向斜,翼部岩层向中心倾斜,剥蚀后平面上中部为新岩层(图 2-8b)。

还可以根据褶皱之间的关系,如在褶皱的翼部发育的次一级的小背斜或小向斜,则分别称之为复背斜或复向斜(图 2-9)。

三、褶皱构造的野外识别

褶皱构造形成以后,都经过了外动力地质作用漫长的风化剥蚀过程,往往造成地质构造形态不明显或与现代地形形态完全不一致,即前述背斜成谷、向斜成山(如图 2-10)。除在



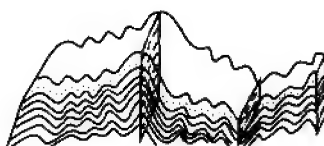


图 2-8 穹窿构造与盆地构造

(a)穹窿构造 (b)盆地构造

图 2-9 复背斜和复向斜

一些剖面上能见到较完整的褶皱形态外，大部分地区在地表不能直接观察到褶皱形态。这时必须进行仔细观察和分析。

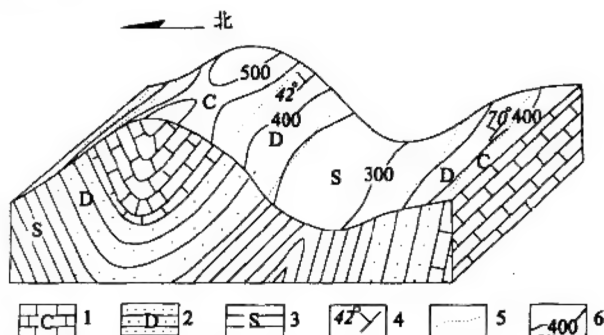


图 2-10 褶皱构造立体图

1－石炭系 2－泥盆系 3－志留系 4－岩层产状 5－岩层界线 6－地形等高线

(1)垂直岩层走向选择观察路线，当发现地层出现对称重复分布时，便肯定有褶皱构造，否则就没有褶皱构造。如图 2-10，当自北向南观察时，首先发现志留系(S)，泥盆系(D)地层以石炭系(C)为对称面对称重复出现。同时在靠南部志留系(S)两侧又对称分布着泥盆系(D)、石炭系(C)，因此该地区两次出现地层对称重复分布，肯定有两个褶皱构造。

(2)根据岩层的新老组合关系判断褶皱构造的基本形态。若老岩层在中间、新岩层在两边对称重复分布则为背斜，反之为向斜。上述分析中靠北部的褶皱山顶出现新地层(C)，而两侧山坡依次对称有相对较老的地层(D、S)，则该褶皱为向斜；同理南部褶皱为背斜。

(3)根据两翼岩层产状判断褶皱构造的形态类型，即直立还是倾斜、倒转或平卧褶皱，或者是水平褶皱还是倾伏褶皱。如上述地区北部褶皱，地层走向线近平行，倾角相近，属直立向斜；而南部背斜，南翼倾角大(70°)，北翼倾角小(42°)，轴面倾斜，而且两翼倾向相同(倾向北)，因此为一倒转背斜(南翼地层倒转)。

褶皱构造是地层受地质作用力后产生的变形，在其形成过程中，还伴随其他一些地质构造，往往造成核部节理发育，岩体破碎，透水性强，风化强烈，岩石强度低，岩体稳定性差。而翼部往往产生层间错动，泥化夹层等软弱面发育，岩体稳定性差。因此，在场址选择时(尤其是大型、高等级工程，如坝基、厂房、桥基等)，应注意建筑物所在的构造部位，认真分析地质构造对地基岩体稳定性的影响。

第五节 断裂构造

岩体受构造应力作用超过其极限强度时，岩体就产生破裂或位移。岩体受构造应力作用产生的这些破裂面称为断裂构造。断裂构造主要分为断层和裂隙(节理)两大类。凡沿断裂面两侧岩体发生明显位移，该断裂面称为断层。无明显位移或只发生微量位移的，称为裂隙(节理)。断裂构造在地壳岩体中分布十分广泛，是主要地质构造类型之一，直接影响岩体结构的类型和岩体的稳定性，有的则控制建筑场地或区域稳定，是工程岩体(地基、边坡岩体和地下洞室围岩)稳定分析中一个很重要的地质因素，而且常常对工程建设的规划选址、轴线选择、设计及施工方案的选择起控制作用。

一、断层的基本类型及特征

(一)断层要素

断层要素是断层的基本组成部分。主要有：

(1)断层面。指断裂两侧的岩体沿之滑动的破裂面。断层面可以是平面或曲面。断层面上常有岩体滑动时产生的错动痕迹如擦痕阶步、摩擦镜面等。断层面的产状测定与层面产状测定方法一样。常用产状三要素表示断层面的空间位置。

(2)断层线。指断层在地表的露头线(或断层面与地面的交线)。可以是直线或曲线，通常代表断层在地表的延伸方向(图 2-11)。

(3)断盘。断层面两侧相对位移的岩体称为断盘。当断层面倾斜时，位于断层面上部的断盘为上盘，位于下部的为下盘(图 2-11)。按其运动方向把相对上升的一盘称为上升盘，相对下降的一盘称为下降盘。但不一定上盘就是上升盘，下盘也不一定就是下降盘。

(4)断距。断距是断层两盘相对位移的距离。断层面上的位移称为总断距(图 2-11ab)，其水平和垂直分量分别称为水平断距和垂直断距。

(5)断层带。断层带是岩体破碎后形成的破碎带及两侧影响带(图 2-11)。断层带的宽度一般可由几厘米到几米，甚至几十米或上百米。

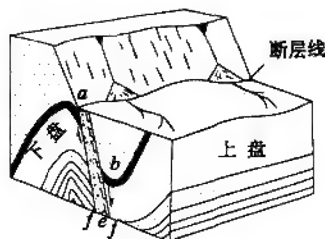


图 2-11 断层要素图

ab - 总断距 e - 断层破碎带 f - 断层影响带

(二)断层的主要类型及其特征

1. 按断层两盘的相对运动方向分正断层、逆断层和平移断层(图 2-12)。

(1)正断层。正断层的基本特征是上盘相对下降，下盘相对上升。主要是受引张力及重力作用使上盘向下滑动而形成。其走向多垂直于引张力方向，断层面倾角较陡，断层破碎带胶结较差，透水性好。若干条正断层相互组合，形成阶梯式断层、地垒或地堑等(图 2-13)。

(2)逆断层。逆断层的基本特征是上盘相对上升，下盘相对下降。主要由水平挤压作用形成，常与褶皱构造伴生，平行于褶皱轴分布在褶皱翼部。逆断层和褶皱的轴面均可代表受挤压面。逆断层一般规模较大，断层面往往呈舒缓波状，断层带内的构造岩受挤压后比较密实，甚至往往有轻微变质，断面倾角一般比较平缓。通常依其倾角大小可进一步划分为冲断

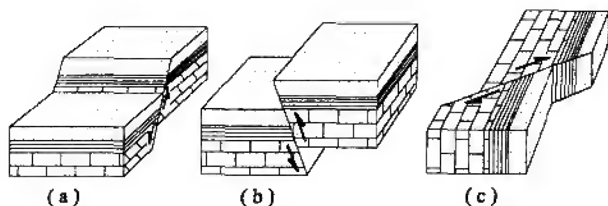


图 2-12 断层类型示意图

(a)正断层 (b)逆断层 (c)平移断层

层(倾角大于 45°的逆断层)、逆掩断层(断层面倾角在 25～45°之间,往往由倒转褶皱发展形成)、辗掩断层(倾角小于 25°,常是区域性的巨型断层,上盘往往沿平缓断层面推覆在另一盘之上)。一组逆断层相互组合,往往形成依次向上冲掩的迭瓦式构造(图 2-14)。

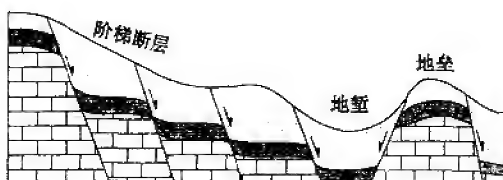


图 2-13 地垒、地堑及阶梯式断层

(3)平移断层。平移断层指断层两盘沿断层走向(水平方向)相对位移的断层,也叫平推断层或平错断层。平移断层多系受剪应力作用形成,因此在平面分布上大多数与褶皱轴斜交,通常与"X"节理走向平行或沿该节理发育形成。平移断层的倾角一般较陡,常常是近于直立的。其破碎带一般较窄,断层面平直、光滑且常有近水平的擦痕等。

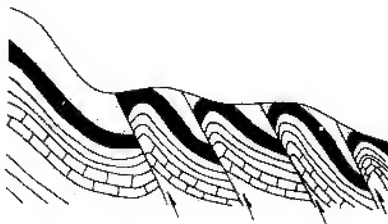


图 2-14 迭瓦式构造

2. 断层按力学性质分类

每一种地质构造,都是一定地质作用力作用的结果。岩体内存在的压应力、张应力和剪应力都可能形成其对应的断层。因此,断层可以按力学性质分为压性断层、张性断层、扭性断层及压扭性和张扭性断层。

(1)压性断层。由压应力作用形成,其走向与压应力方向垂直。压性断层面呈舒缓波状,常成群出现而形成挤压破碎带。显然,逆断层属压性断层。

(2)张性断层。由张应力作用形成,其走向与张应力方向垂直。张性断层面较粗糙,形状不规则,有时呈锯齿状。断层上盘受引张应力作用而向下位移,如正断层。

(3)扭性断层。由剪应力作用产生。扭性断层一般是两组呈"X"形交叉分布,通常一组发育,另一组不发育,如平移断层等。扭性断层面平直光滑,产状稳定,延伸较远。断层面上常具有近水平擦痕。

(4)压扭性断层。兼有压性和扭性断层的力学性质,如部分平移逆断层。

(5)张扭性断层。兼有张性和扭性断层的力学性质,如部分平移正断层。

3. 按断层走向与岩层走向关系分类

(1)走向断层。断层走向与岩层走向平行。

(2)倾向断层。断层走向与岩层走向垂直。

(3)斜交断层。断层走向与岩层走向斜交。

4. 按断层走向与褶皱轴向关系分类

(1)纵断层。断层走向与褶皱轴向一致。如在同期地应力作用下形成的与褶皱轴近平行的逆断层等。

(2)横断层。断层走向与褶皱轴向垂直。如在与最大水平挤压应力方向正交的拉应力作用下形成的正断层等。

(3)斜断层。断层走向与褶皱轴向斜交。如与最大主应力方向斜交的扭性断层等。

二、断层的野外识别

当岩层产生破裂形成断层后,原来地层的分布规律等将会产生变化,我们即可根据这些变化及断层本身一些特点来识别断层。

(1)地层的重复或缺失。在层状岩石地区,地层出现重复或缺失是断层存在的一个重要标志。地层的重复或缺失一般是走向正(或逆)断层所造成的。断层造成的重复不同于褶皱造成的对称重复,它是不对称的(图 2-15)。断层造成的缺失也不同于沉积间断或假整合、不整合接触造成的缺失,前者只局限于断层两侧,而后者则是区域性的。

(2)岩层、岩脉或早期断层突然中断、错开。断层切割岩层时,在与断层走向垂直的方向岩层突然中断,岩脉及早期形成的构造被错开(图 2-16)。横断层使两侧褶皱核部宽度发生突变等(图 2-17),是断层存在的一个重要的直接标志。

(3)断层带内特征。断层往往有一定宽度的断层带,断层带由断层破碎带和两侧影响带组成。断层带内充填着被断层错动形成的碎块岩、压碎岩、断层角砾岩、片状岩、糜棱岩、断层泥等构造岩。构造岩是断层构造所特有的,是断层存在的明显标志(图 2-18)。

(4)断层面上特征。由于两盘相对错动,在断层面上常有摩擦产生的擦痕、阶步等,是断层面上的主要特征,并常用于判断断层运动方向及断层性质(图 2-19)。

(5)断层的旁侧构造。由于两盘相对错动,断层两侧岩石受到拖曳,形成牵引构造(图 2-20)和伴生裂隙构造(图 2-21),这些旁侧构造亦可判断断层运动方向及断层性质。

(6)地形及水文地质特征。断层(特别是规模巨大的断层),往往错断山脊,形成断层崖和断层三角面,河流的纵坡突变或山峰中断,地表水的流向和地下径流方向突然改变。出现河流突然拐弯或沿断层地下水线状出露。

以上野外识别断层的主要标志,从不同方面揭示了断层存在的标志。使用时必须综合分析,才能正确判断。

断层是地壳岩体中发育非常普遍的主要地质构造类型。断层对工程岩体稳定性的影响前已述及。同时断层往往是地下水的良好通道,地下工程设计和施工时必须慎重对待,稍不注意将会出现塌方或涌水等灾害。另外,断层切割深、延伸较远,断层带内地下水活跃,风化作用强烈,容易形成较深的风化深槽,因此对地基岩体中的断层带必须认真处理。

三、裂隙的成因类型及特征

裂隙在岩体中存在更为普遍。按成因裂隙可以分为原生裂隙、构造裂隙和次生裂隙。由地质作用力形成的构造裂隙一般具有明显的方向性和分布规律。构造裂隙虽然单个规模

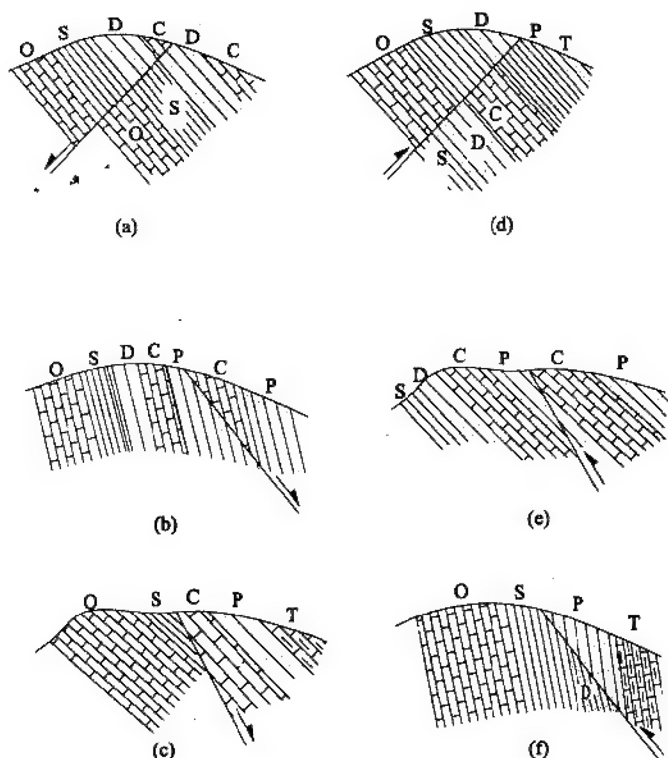


图 2-15　断层造成的地层重复与缺失

(a)、(b)正断层(重复)　(c)正断层(缺失)　(d)、(e)逆断层(缺失)　(f)逆断层(重复)

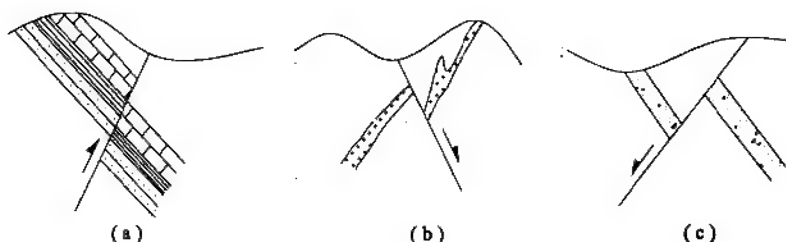


图 2-16　断层造成的不连续标志

(a)岩层中断　(b)岩脉切断　(c)早期断层错断

比断层小,但它出现的频率和密度却远远高于断层,往往控制着岩体结构类型或者构成岩体失稳的潜在边界条件。

构造裂隙的分类方法很多,按力学成因一般分为剪裂隙和张裂隙两类。

(1)剪裂隙。剪裂隙是岩层受剪应力作用形成的破裂面。一般两组共轭出现(亦称为 x

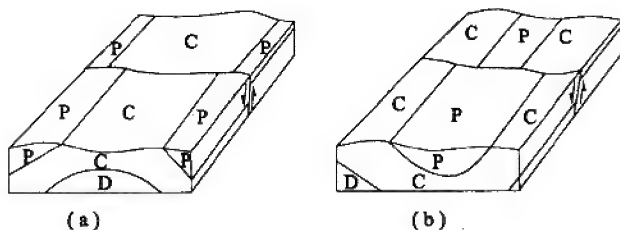


图 2-17 断层造成褶皱核部宽度变化

(a)背斜核部下降变窄 (b)向斜核部下降变宽

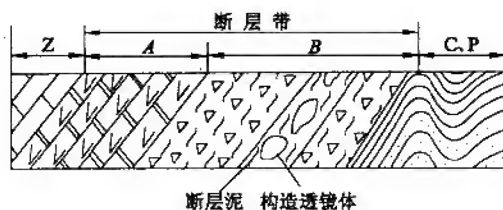


图 2-18 断层构造岩

A－碎裂硅质白云岩 B－断层构造岩 Z、C、P－地层代号

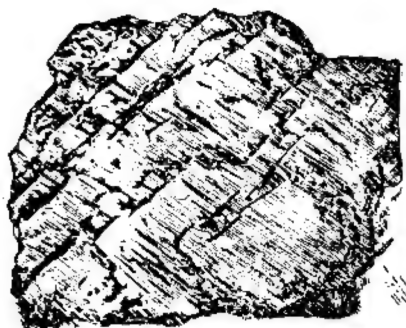


图 2-19 断层面上的擦痕和阶步

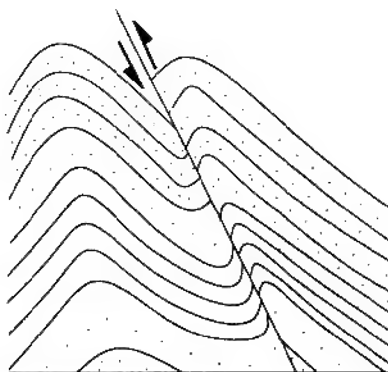


图 2-20 断层形成的牵引构造

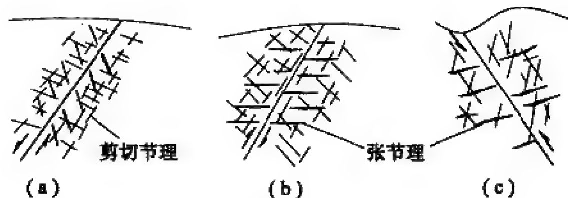


图 2-21 断层的伴生裂隙

节理)，常与褶皱及断裂构造相伴生。剪裂隙的主要特征是：产状稳定，延伸较远；裂隙面平直光滑，通常切过岩层中的砾石、结核；裂隙面上有擦痕、镜面等剪切滑动痕迹；一般呈闭合状；裂隙发育密集。

(2)张裂隙。张裂隙是岩层受引张应力作用而形成的破裂面。张裂隙通常追踪剪裂隙发育。因此，裂隙面一般呈锯齿状，多发育在褶皱顶部平行于褶皱轴分布。张裂隙的主要特征是：产状不稳定，延伸不远；裂隙面弯曲粗糙；张开度较大，且常被岩脉充填；间距较大，是良好的地下水渗漏通道。

此外，野外常见的还有一种劈理构造。所谓劈理实际上就是密集的构造微裂隙，是指岩石中沿着平行或大致平行的矿物定向排列或某些平行薄层理能劈开的软弱面。可以分为破劈理、流劈理和滑劈理。流劈理是岩石在强烈构造应力作用下发生塑性流动，片状、线状矿物产生定向排列而成；破劈理则是岩石沿最大剪应力方向形成的一组密集的剪裂，它与矿物定向排列无关；滑劈理指沿劈理面有微小的位移。劈理面的间距一般在几毫米至几厘米，常将岩石切割成薄片状或薄板状。劈理发育使岩石强度降低，透水性增大，易风化成碎片脱落。野外还可利用劈理分析褶皱和断裂构造的性质。

第六节　地震与活动性断裂

地震是地壳的一种快速运动，一般持续时间为几秒到几分钟。据统计，地壳每年发生的地震约500万次，人们能感觉到的约占1%，能造成破坏的约有上千次，7级以上的大地震每年约十几次。强烈的地震会严重地危害人民的生命及财产安全。例如，1976年7月28日，我国唐山地震，震级为7.8级，使唐山市80%的工业建筑和96%的民用建筑被毁坏，人民生命财产遭受巨大损失，其灾情之重、损失之巨，举世罕见。地震除造成建筑物破坏外，往往还伴随有其他地质灾害，如山崩、滑坡、河道堵塞、喷水冒沙等。因此，我们在进行工程规划和设计时，应根据当地的历史地震资料，结合建筑物的等级等采取相应的防震措施。

一、地震震级和烈度

地球内部发生地震的地方叫震源。震源在地表的投影位置称为震中。从震中到震源的距离称为震源深度。震源释放出的能量以地震波的形式向四周传播。地表某一点距震中的距离称为震中距。震中附近的地区称为震中区。显然，距震中的距离愈小，地震造成的危害就愈严重。强烈地震时，破坏最严重的地区称为极震区。唐山地震的震中正好位于市中心，震中烈度11度，因此其损失十分惨重。

(一)地震的类型

1. 按震源深度分类

(1)浅源地震。震源深度0～70km，占地震总数72.5%。

(2)中源地震。震源深度70～300km，占地震总数23.5%。

(3)深源地震。震源深度大于300km，占地震总数4.0%。

据统计，大多数地震发生在离地表数十公里以内的地壳和上地幔中。一般破坏性地震的震源深度不超过100km范围。

2. 按震级分类

按震级(M)分类见表2-3。

表 2-3 地震按震级分类

名称	大地震	中地震或强震	小地震或弱震	微震	超微震
M	$M\geqslant7$	$5\leqslant M<7$	$3\leqslant M<5$	$1\leqslant M<3$	$M<1$

3. 按成因分类

(1)构造地震。主要指由于地壳运动或断裂构造活动所引起的地震。地壳运动使岩体内部积蓄了很高的应变能,当其超过岩体极限强度时,使岩体破坏,能量突然释放产生地震。构造地震是地球上规模最大、数目最多的一种地震,其影响较为强烈,而且范围广泛,约占世界地震总数的 90%。震源大都在地壳浅部,往往形成灾害性地震。其特点是地震活动频繁,分布广泛,影响范围大,延续时间长,破坏性强,灾害损失最大。

(2)火山地震。指火山爆发时岩浆或气体对围岩的冲击引起的地震。其影响范围一般不大,且为数较少,约占世界地震总数的 7%。

(3)陷落地震。由于大规模的山崩、溶洞塌陷或旧矿坑陷落等而引起的地震。其数量少,影响范围小,仅约占世界地震总数的 3%。

(4)人工诱发地震。由于人类工程活动(水库蓄水、深井注液、人工爆破及地下核试验等)引起的地震。人工诱发地震震中多位于水库或诱发点附近地区,一般震源深度浅,震级较小,但小震大多活动频率较高,能造成一定的危害。

(二)地震震级

震级表示地震本身强度大小的等级,是地震震源释放出能量大小的一种量度。其最初定义是在距震中 100km 处用标准地震仪(周期 0.8s,阻尼系数 0.8,放大倍数 2 800)实测最大水平地动位移(μm)的对数来确定。如当位移振幅为 10 000μm(即 10mm)时,$M=4$。目前,我国境内记录到的最大震级为 8.6 级;世界上有记录可查的最大震级尚未超出 8.9 级。一次地震,震源释放的能量是一定的,即每次地震的震级是惟一的。如唐山地震,释放的能量相当于 400 颗"广岛原子弹"的总能量,其震级为 7.8 级。震级(M)与震源发生的总能量(E)之间为半对数关系($\lg E=4.8+1.5M$,其中 E 的单位是 J(焦耳))。显然,一次地震震源释放的能量愈多,震级就愈高。我国目前使用的震级标准是国际上通用的里氏震级,该标准将震级划分为 10 级。

(三)地震烈度

地震烈度是指地震时地表和地表建筑物遭受地震破坏的强烈程度。地震烈度不仅与震级有关,还与震源深度、震中距及地震波传播的介质条件等多种因素有关。一般情况下震级愈高,震源愈浅,震中距愈小,地震烈度就愈高。如同样是一次 6 级地震,当震源深度为 20km 时,震中烈度为 7.5 度;而当震源深度上升为 10km 时,震中烈度就会加大到 8.5 度。

一次地震只有一个震级,但震中及周围地区的破坏程度,则随距震中距离的增大而减小,因而形成了多个不同的地震烈度区。目前国际上普遍采用的是把地震烈度划分为 12 度。表 2-4 是中国科学院地球物理研究所根据我国实际情况编制的地震烈度鉴定标准。

在进行工程抗震设计中,通常是在基本烈度的基础上,根据建筑物的规模、等级并结合场地因素的影响等选择合适的设计烈度进行抗震设计的。

表 2-4　　中国地震烈度鉴定标准表

烈 度	名 称	最大水平加速度 a (cm/s^2)	地震系数 K_c	地 震 情 况
Ⅰ	无感震	<0.25	$<\frac{1}{4\,000}$	人不能感觉,只有仪器可以记录到
Ⅱ	微 震	0.26~0.50	$\frac{1}{4\,000}\sim\frac{1}{2\,000}$	少数在休息中极宁静的人能感觉,住在楼上者更容易
Ⅲ	轻 震	0.6~1.0	$\frac{1}{2\,000}\sim\frac{1}{1\,000}$	少数人感觉地动(像有轻车从旁边过),不能即刻断定是地震。震动来自方向或持续时间有时约略可定
Ⅳ	弱 震	1.1~2.5	$\frac{1}{1\,000}\sim\frac{1}{400}$	少数在室外的人和极大多数在室内的人都感觉。家具等有些摇动,盘、碗和窗户玻璃震动有声。屋梁、天花板等咯咯作响,缸里的水或敞口皿中的液体有些荡漾,个别情形能惊醒睡觉的人
Ⅴ	次强震	2.6~5.0	$\frac{1}{400}\sim\frac{1}{200}$	差不多人人感觉,树木摇晃,如有风吹动。房屋及室内物件全部震动,并咯咯作响。悬吊物如帘子、灯笼、电灯等来回摆动,挂钟停摆或乱摆,盛满器皿中的水溅出。窗户玻璃出现裂纹。睡觉的人惊逃户外
Ⅵ	强 震	5.1~10.0	$\frac{1}{200}\sim\frac{1}{100}$	人人感觉,大部分惊骇跑到户外,缸里的水剧烈荡漾,墙上挂图、架上书籍掉落,碗碟器皿打碎,家具移动位置或翻倒,墙上灰泥发生裂缝,坚固的庙堂房屋亦不免有些地方掉落一些泥灰,不好的房屋受相当的损伤,但还是轻的
Ⅶ	损害震	10.1~25.0	$\frac{1}{100}\sim\frac{1}{40}$	室内陈设物品及家具损伤甚大。庙里的风铃叮当作响,池塘里腾起波浪并翻起浊泥,河岸砂碛处有崩滑,井泉水位有改变,房屋有裂缝,灰泥及塑雕装饰大量脱落,烟囱破裂,骨架建筑的隔墙亦有损伤,不好的房屋严重损伤
Ⅷ	破坏震	25.1~50.0	$\frac{1}{40}\sim\frac{1}{20}$	树木发生摇摆,有时断折。重的家具物件移动很远或抛翻,纪念碑从座下扭转或倒下,建筑较坚固的房屋如庙宇也被损害,墙壁裂缝或部分裂坏,骨架建筑隔墙倾脱,塔或工厂烟囱倒塌,建筑特别好的烟囱顶部亦遭损坏。陡坡或潮湿的地方发生小裂缝,有些地方涌出泥水
Ⅸ	毁坏震	50.1~100.0	$\frac{1}{20}\sim\frac{1}{10}$	坚固建筑物如庙宇等损坏颇重,一般砖砌房屋严重破坏,有相当数量的倒塌,以致不能再住。骨架建筑根基移动,骨架歪斜,地上裂缝颇多
Ⅹ	大毁坏震	100.1~250.0	$\frac{1}{10}\sim\frac{1}{4}$	大的庙宇,大的砖墙及骨架建筑连基础遭受破坏,坚固的砖墙发生危险的裂缝,河堤、坝、桥梁、城垣均严重损伤,个别的被破坏,钢轨亦挠曲,地下输送管道破坏,马路及柏油街道起了裂缝与皱纹,松散软湿之地开裂有相当宽而深的长沟,且有局部崩滑。崖顶岩石有部分剥落,水边惊涛拍岸
Ⅺ	灾 震	250.1~500.0	$\frac{1}{4}\sim\frac{1}{2}$	砖砌建筑全部倒塌,大的庙宇与骨架建筑亦只部分保存。坚固的大桥破坏,桥柱崩裂,钢梁弯曲(弹性大的大桥损坏较轻)。城墙开裂破坏,路基、堤坝断开,错离很远,钢轨弯曲且突起,地下输送管道完全破坏,不能使用,地面开裂甚大,沟道纵横错乱,到处土滑山崩,地下水夹泥沙从地下涌出
Ⅻ	大 灾 震	500.1~1 000.0	$>\frac{1}{2}$	一切人工建筑物无不毁坏,物体抛掷空中,山川风景变异,河流堵塞,造成瀑布,湖底升高,地崩山摧,水道改变等

注　$K_c = a/g$(式中 a 为地面最大水平加速度,g 为重力加速度)。

1．基本烈度

基本烈度是指一个地区在今后一定时期内，在一般场地条件下可能遭遇到的最大地震烈度。由于基本烈度所指的地区是一个较大范围的区域，因此基本烈度也称为区域烈度。一般场地条件是指在上述地区范围内普遍分布的地层岩性条件及一般的地形、地貌、地质构造和水文地质条件等。我国目前以《中国地震烈度区划图》(1/300万，1976年)规定的基本烈度作为工程抗震设计的依据。

2．设防烈度

设防烈度是指根据不同类型建筑物的重要性，将基本烈度予以调整，作为抗震设防的依据。这种调整后的基本烈度称为设计烈度也叫设防烈度或计算烈度。抗震设防烈度应严格按照国家规定的权限审批、颁布的文件(图件)确定，一般情况可采用基本烈度。我国水利水电工程建设中，通常对基本烈度为6度或6度以上地区，对重要的永久性建筑物(如大坝、厂房等)根据需要将基本烈度提高1～2度作为设计烈度，对一般建筑物或临时建筑物则可以按基本烈度设防或不设防。现行《建筑抗震设计规范》(GBJ11-89)将设防范围定为6～9度，并规定：对抗震有特殊要求的建筑(如遇地震破坏后会导致严重后果的建筑)，应采取特殊的抗震措施；对国家重点抗震城市的生命线工程的建筑，可按本地区的设防烈度提高1度采取抗震措施，但设防烈度为9度时可适当提高；一般建筑可按本地区的设防烈度采取措施；对一些次要建筑(如遇地震破坏不会造成人员伤亡或重大经济损失的建筑)，可按本地区设防烈度降低1度采取抗震措施，但设防烈度为6度时可以不降低。新的《岩土工程勘察规范》(GB50021-94)把抗震设防烈度≥7度的地区定为强震区，强震区的场地与地基应考虑有关宏观震害或地震效应，并规定地震区的岩土工程勘察工作应主要从7度做起。

在考虑抗震设防时，除了考虑地震基本烈度和建筑物重要性外，还应考虑建筑场地的地形地貌、地层岩性、地质构造及水文地质条件和地球物理环境等因素对地震烈度的影响。因为不同地质条件的场地，在同一次地震作用下，地震的烈度并不完全相同。如水电上对Ⅵ度及其以上地区的粉细砂和淤泥质软土等地基，作出应考虑震动液化、不均匀沉降和地基强度降低等地基失稳的可能性，采取相应的抗震措施的规定，等等。

二、活动性断裂及其特点

活动性断裂一般是指新生代第四纪以来有过活动的断裂构造。目前，人们比较统一的认识是把现今仍在活动，或在近代地质历史上有过活动，同时在不久的将来也容易或可能重新活动的断裂称为活动性断裂。关于活动性断裂的时限问题，由于各国、各地区的地质环境不同，研究程度以及各学科研究的目的不尽相同，各部门及各种工程的要求也不一样，因此争论和分歧较大，目前尚未一致。从岩土工程或地震工程的观点出发，我国工程界和地震界曾倾向把活动性断裂时间限定在第四纪中更新世(15万～70万年)，这是根据我国构造运动的具体情况提出来的。水利水电工程除了关注第四纪以来的断裂以外，特别重视晚更新世(1万～15万年)以来有过活动的断裂。全新世(1万年)以来有过活动的断裂，由于其地质年代最近，对工程影响至关重要，因此目前把活动性断裂时限定在全新世的呼声较高，并得到工程界的支持，近年来常常被重大工程所采用。

研究活动性断裂的主要目的是要深入研究建筑地区的地震活动。因为构造地震是地震的主要类型，其发震次数多，破坏性强，危害严重，而活动性断裂是主要的发震构造。因此，关于活动性断裂的研究有着十分重要的实际意义。

(一)活动性断裂的地震工程分类

在岩土工程研究中，常在"活动断裂"前冠以"全新"二字，其涵义和地震工程分类为：

(1)全新活动断裂：在全新地质时期(1 万年)内有过地震活动或近期正在活动，在将来(今后 100 年)可能继续活动的断裂。

(2)发震断裂：全新活动断裂中，近期(近 500 年来)发生过 5 级或 5 级以上地震的断裂，或在未来 100 年内，预测可能发生 5 级或 5 级以上地震的断裂。

(3)非全新活动断裂：1 万年以前活动过，1 万年以来没有发生过活动的断裂。

(4)地裂：分构造性地裂及重力性(非构造性)地裂。

构造性地裂是在强烈地震作用下，在地面出现或可能出现的以水平位错为主的构造性破裂，为强裂地震的产物，与震源没有直接联系。重力性地裂是由于地基土地震液化、滑移、沉降等在地面形成的沿重力方向产生的无水平错位的张性地裂缝。

全新活动断裂可根据其活动时间、活动速率及地震强度等因素划分为强烈、中等、微弱全新活动断裂三级(见表 2-5)。

表 2-5　全新活动断裂分级

断裂分级		活　动　性	平均活动速率 v (mm/a)	历史地震或古地震(震级 M)
Ⅰ	强烈全新活动断裂	中或晚更新世以来有活动，全新世以来活动强烈	$v>1$	$M\geqslant7$
Ⅱ	中等全新活动断裂	中或晚更新世以来有活动，全新世以来活动较强烈	$0.1\leqslant v\leqslant1$	$6\leqslant M<7$
Ⅲ	微弱全新活动断裂	全新世以来有微弱活动	$v<0.1$	$M<6$

注　断裂平均活动速率实测时，观测标准必须置在大气影响剧烈层以下，一般在地面以下 3m。

(二)活动性断裂的主要标志

(1)第四纪地层被错断或与老地层呈断层接触(图 2-22)。这是活动性断裂最本质、最重要的标志。

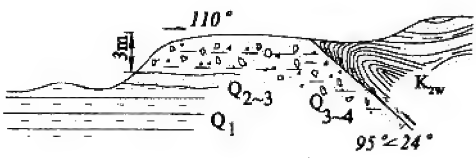


图 2-22　山东郯城窑上村活动断层剖面

Q_1－下更新统泥质砂岩　$Q_{2\sim3}$－中、上更新统粉土

$Q_{3\sim4}$－上更新统及全新统洪坡积物　K_{2w}－上白垩系砂岩夹页岩

(2)断层破碎带松散或胶结差，构造岩成分新鲜。

(3)沿断裂带震中有规律分布或出现大面积有规律分布的地裂缝。

(4)活动性断裂两侧地形地貌发生突变,断层两侧第四系厚度差异较大。

(5)地下水线状分布且泉水露头的数量及水量、水质发生变化,或地表水系作规律性变迁。

(6)两种不同地貌单元长距离直线相连或第四纪火山线状分布。

(7)由人类修建的一些古建筑(如长城、古墓、古城堡)等被错断。

此外,还可以根据地面变形资料,地球物理场的分布及变化、历史地震记录等特点来判断,野外观察及分析研究时关键抓住活动性断层活动时代新的特点进行分析判断并区别于其他古构造。

(三)活动性断裂与强震的关系

(1)我国绝大多数地震,震中都是在活动性强烈的主干断裂带或深大断裂带附近。据统计,我国7级以上的历史强震有90多次,其中80%以上位于规模较大的活动断裂带上;6~6.9级地震327次,其中90%以上与活动性断裂带或与其控制的断陷盆地有关。

(2)强震主要发生在活动性断裂带的有关部位上。通常这些部位是活动性断裂带上地应力容易集中的部位:①不同方向活动性断裂的交会部位。如1668年山东临沂8.5级地震,发生在NNE向沂沭深断裂带和二条NW向大断裂交会处。②活动性深大断裂或主干断裂拐弯地段。如1920年宁夏海原8.5级地震,发生在NW向祁连山深断裂向SSE方向拐弯地段。③活动性深大断裂或主干断裂带活动强烈地段。如1973年四川炉霍7.9级地震,就发生在NW向鲜水河主干断裂活动最强烈的地段。④强震通常发生在活动性深大断裂或主干断裂的端部。

(3)强震多发生在断陷盆地的内部或边缘地带。断陷盆地是受断裂活动控制和影响而形成的盆地。各种断陷盆地的边界往往由活动性断裂构成。因此,这些盆地多是强震发生的场所。据统计,我国与断陷盆地有关的6级以上强震,70%发生在地堑和断裂型盆地中,如山西汾渭地堑和云南小江断陷盆地。其余则主要发生在复合型断陷盆地的边缘活动性断裂带及其内部。一般强震容易发生在断陷盆地的一些特殊部位:①断陷盆地较深较陡的一侧、断距最大的活动断裂带上。如1556年华县8级地震发生在渭河地堑南缘断裂最大断距段。②两断陷盆地间或盆地内多组活动断裂交会地段。

第七节　工程地质图件的阅读与分析方法

地质图是工程地质勘察的主要成果之一,是各类工程建设规划、设计和施工的依据,是分析、研究各种工程地质问题必不可少的地质资料。掌握地质图的阅读方法和准确地阅读各类地质图,是分析、评价工程建筑区域及场地工程地质条件,研究各种工程地质问题及正确规划、设计和选择施工方案的基础。

一、地质图的分类与规格

根据野外勘察的资料,将各种地质现象和地质条件反映在一定比例尺的地形图上的图件,称为地质图。无论是水利工程建设,还是工业与民用建筑,设计地基的主要依据是地质图。因此,了解地质图的内容,分析、判读各种地质图件,对设计人员而言是十分重要的技术方法。

(一)地质图的分类

地质图种类繁多,不同的目的具有不同的图件形式,就工业与民用建筑而言,主要包括地质平面图、工程地质剖面图和综合地层柱状图等。

(1)地质平面图。应用规定的各种图例将野外地质调查所得的地质现象和地质条件反映到规定的地形图上,就成为一张地质平面图,其内容主要包括地形地貌、地层岩性、地质构造、物理地质现象、水文地质条件等,如图 2-24。

(2)工程地质剖面图。以反映建筑物轴线或某一方向深部地质条件为目的的图件,如图 2-25。

(3)综合地层柱状图。根据野外实测剖面将测区的地层按新老顺序表示在一定比例尺的柱状图上,柱状图中应反映地层的时代、厚度、地层之间的接触关系、岩性特征等内容,如图 2-23。



图 2-23 陡山地区综合地层柱状图(1:10 000)

(二)地质图的要求

(1)地质图首先应有图名、图例、比例尺、方向或地理位置及名框等。

(2)地质图图例的编制应遵循自上而下或由左而右,地层从新到老排列的原则。

(3)比例尺的大小应根据研究阶段采用相应的比例尺(见第七章),一般在工民建地基勘

察中，均采用大比例尺图件，如1:200、1:100等。

二、V字形法则及其在地质图中的应用

地形等高线在沟谷发育地区常呈V字形分布，即在山脊上V字形尖端指向下，在沟谷中V字形尖端指向上。

对于层状岩层，在地质图上的分界线形状受岩层产状和地形的影响，通常由V字形法则来判别。

(1)当岩层为水平时，岩层界线与地形的等高线平行或重合，岩层的厚度即为岩层顶面和底面的标高之差。

(2)若岩层倾向与地形坡向相反，则岩层分界线和地形等高线的弯曲方向一致，即相反～相同，且岩层分界线的弯曲曲率要比地形等高线小。

(3)若岩层倾向与地形坡向相同，则有两种情况：①岩层倾角小于地形坡角，则岩层分界线和地形等高线的弯曲方向一致，且岩层分界线的曲率比地形等高线弯曲曲率要大；②岩层倾角大于地形坡角，则岩层分界线和地形等高线的弯曲方向相反。

(4)直立岩层的分界线在地质图上为一直线或曲线。

三、地质图的阅读和分析方法

(一)地质图的阅读步骤

(1)看图名。了解地质图所反映的位置、地点和范围。

(2)看比例尺。比例尺的大小反映了图件的精度。

(3)仔细阅读图例。通过图例，可以准确掌握地质图中反映的地层、岩性、地质构造等。

(4)地形和地貌。掌握本区地形起伏程度、地貌单元类型等。

(5)分析地层的分布、产状。运用前述V字形法则，分析地层的产状和分布。

(6)分析地质构造的类型和分布。主要包括断层、褶皱等基本特征。

(7)分析区内物理地质现象的规模、分布等内容。

(8)在以上阅读、分析的基础上，了解本区的地质发育历史，评价建筑场地的工程地质条件，从而为合理设计提供地质依据。

(二)汤山镇陡山地区地质图的阅读和分析

现以南京汤山镇陡山地区地质图(图2-24)为例，说明地质图阅读和分析的方法。

1. 图名和比例尺

该图为南京汤山镇陡山地区地质图，比例尺为1:20 000，即图上1cm代表实际距离200m。

2. 地形地貌

本区地形上主要由两座中山组成，即陡山(高程为273.4m)和土山(高程为247.2m)，相对高差约230m。

3. 地层岩性

本区出露地层自老至新有：古生界志留系中、上统(S_{2+3})坟头群黄褐色砂岩，下部灰白色粗粒含砾石英砂岩；泥盆系上统(D_3)五通组砂岩、页岩；下石炭统(C_1)粉砂岩、泥岩、灰岩和白云岩；中石炭统(C_2)黄龙组灰岩；上石炭统(C_3)船山组的厚层状灰岩；二叠系下统(P_1)硅质页岩和深灰色灰岩；二叠系上统(P_2)灰黑色硅质页岩、粉砂岩、页岩；中生界三叠系中下统(T_{1+2})青龙群薄层灰色灰岩、页岩。在本区东部还有后期侵入岩闪长玢岩。并有少量新

生界第四系松散堆积物覆盖于地表。

4. 地质构造

(1)岩层产状。本区出露的基岩由于受褶皱构造作用，地区产状变化较大，北部产状为 NE72°/NW∠53°～70°；南部岩层近于直立，局部发生倒转。

(2)褶皱。古生界地层形成了石榴巷背斜和陡山向斜，褶皱轴向为 NE70°。

石榴巷背斜：核部地层为泥盆系上统五通组砂岩，背斜北翼岩层较陡，倾角 80°，背斜南翼岩层产状较缓，倾角 30°，属倾斜褶皱(见图 2-24)。

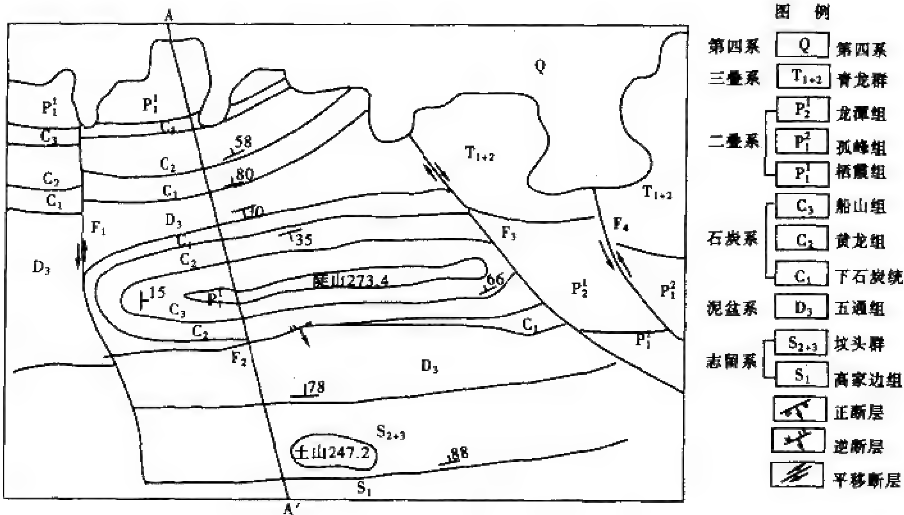


图 2-24 陡山地区地质图(1:20 000)

陡山向斜：向斜核部地层为二叠系下统栖霞组灰岩，北翼地层为 C_3、C_2、C_1，南翼地层为 C_3、C_2、C_1、D_3 等，向斜北翼缓、南翼陡，属倾斜褶皱。

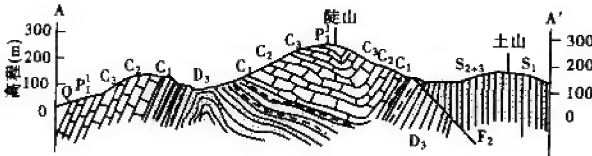


图 2-25 陡山地区 A－A 地质剖面图

(3)断层。本区断裂发育，规模较大的断层有 5 条，分别为 F_1、F_2、F_3、F_4、F_5。F_1 断层走向近于南北向，是一条左旋的平移断层；F_2 为近 NEE 向的断层，是一条逆断层，并被 F_1 断层切割；F_3 断层为一条 NW 向平推断层，与 F_2 断层在狼山的北东坡相交；F_4 为与 F_1 平行的平移断层。

(4)接触关系。岩层之间的接触关系均为假整合接触关系，闪长玢岩岩脉与围岩之间为

侵入接触。

(5)地壳运动和地质发展简史。该地区属下扬子断裂拗陷带的东段,从长震旦纪到早古生代末,地壳比较稳定,堆积了厚度3 000余米的灰岩、白云岩、页岩、砂岩地层。志留纪末期,受华南加里东运动的影响,本区遭受剥蚀。直至晚泥盆世,开始堆积河流相沉积物,早石炭世,堆积了具有滨岸特征的下石炭统灰岩、砂岩。从中石炭世到早二叠世,本区地壳稳定缓慢下沉,堆积了浅海相的石灰岩。本区受燕山运动的影响,形成了和缓开阔的褶皱构造,相应的地层之间出现了不整合接触关系,第三纪末期发生了重要断裂。

(三)镇扬长江公路大桥北塔(西～东方向)工程地质剖面图的阅读与分析

镇江扬州长江公路大桥是江苏省"四纵四横四联"公路主骨架和五处跨江公路通道规划中的重点建设项目,北连同江至三亚国道主干线,南接上海至成都国道主干线。该桥北起扬州岸运西园林场西,跨世业洲北汊、世业洲新滩、世业洲南汊,南与镇江跃进路互通(高架桥)相连。桥梁全长4.778km(不含高架桥),其中北汊主桥长758m,南汊主桥长1 450m,引桥长2 570m,桥型为南汊1 450m悬索桥、北汊406m斜拉桥,采用双向六车道(桥面净宽32.5m)的高速公路标准进行设计,设计时速为100km。

为查明各主塔墩、锚锭、墩位处的土层分布和岩性特征,第四系覆盖层和特殊土层的成因类型、埋藏条件及物理、力学特性和水理性质,北塔墩、锚锭位置的水文地质条件、含水层层位及埋深等,进行了工程地质勘察工作,根据勘察结果,确定地基承载力和桩基的侧壁摩阻力等设计参数。现以北塔工程地质剖面图(图2-26)为例,说明其阅读与分析的方法。

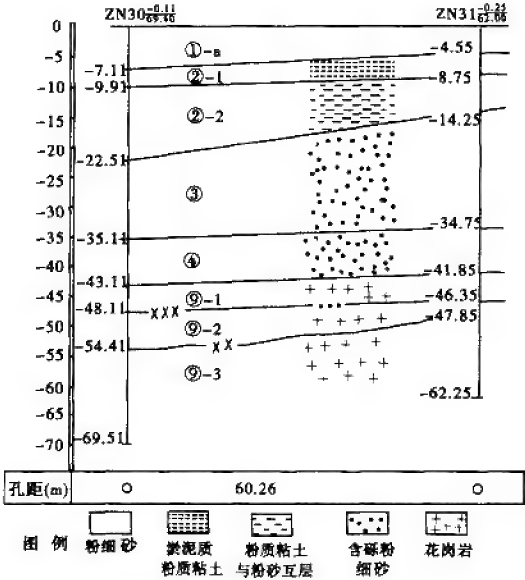


图2-26 镇扬长江公路大桥北桥塔塔基工程地质剖面图

1. 位置

设工程地质剖面为北塔西～东方向的连接ZN30和ZN31两孔的横剖面图,处于北塔

塔基部位，该剖面图可以反映北塔塔基的岩土分布特征及各分层的厚度、相变特征等。

2. 比例尺

图中垂直、水平比例尺均为 1:100，即图中 1cm 表示实际距离 1m，两孔的水平距离为 60.26m，ZN30 反映了孔深 69.5m 以内的土层分布，ZN31 反映了地表下 62.25m 范围内的土层分布特征。

3. 岩土层分布特征

由钻孔 ZN30 和 ZN31 钻探结果，该区分布的土层主要有：

①层：浅灰色、饱和、松散～稍密状含云母片粉细砂，厚度 4.30～7.00m。

②层：根据土性可分为上、下两层。②－1 为淤泥质粉质粘土，呈灰色，流塑状态，夹薄层粉土，单层厚度 2.80～4.20m；②－2 层为粉质粘土与粉砂互层，灰色，粉质粘土呈流塑状，粉砂呈稍密状态，该亚层分布不均匀，自西向东逐渐变薄，厚度 5.50～12.70m。

③层：灰色、饱和、中密状的粉细砂层，自西向东逐渐变厚，厚度为 12.50～20.50m。

④层：灰色、中密～密实的粉细砂，下部夹中细砂，小砾石，孔深 37.00～38.00m 为粉质粘土，水平分布均匀，层厚 7.00～8.00m。

⑨层：燕山晚期岩浆侵入体－花岗岩岩体，根据风化程度可划分为三亚层：⑨－1 为灰绿、灰白色全～强风化花岗岩；⑨－2 为肉红色弱风化花岗岩，裂隙较发育；⑨－3 为肉红色、灰白色微风化花岗岩，斑状结构，块状构造，裂隙较发育，岩石采取率为 90%，该层中，弱风化岩体的厚度不均匀，西部较厚(6.30m)，东部相对较薄(1.50m)。

4. 物理力学性质统计

根据现场所取的土样进行实验室土工试验，可以由试验成果确定土的物理、力学性质，具体的统计方法详见第七章，在此不作讨论。

5. 设计参数的选取

由土工试验成果，结合现场测试(如标贯试验)可以确定各土层的设计参数，如岩石单轴抗压强度 R_c、承载力设计值、桩周侧阻力等，选取方法和原理见第六、七章。

习题与思考

1. 什么是地壳运动、地质构造？地质构造的类型有哪些？
2. 地质年代划分的依据及国际上通用的地质年代单位和对应的地层单位有哪些？
3. 岩层产状、产状三要素的概念及岩层产状的表示。
4. 褶皱构造的基本形态及特征，褶皱要素、褶皱形态分类有哪些？
5. 野外怎样识别褶皱构造？
6. 断层要素、常见类型及其特征是什么？
7. 野外怎样识别断层构造？
8. 裂隙的成因类型及其特征有哪些？
9. 试述地震的震级、烈度、基本烈度、设计烈度的概念。
10. 活动性断裂及其主要标志是什么？
11. 试分析活动性断裂与强震的关系。
12. 岩层接触关系的类型及其特点是什么？

参考文献

[1] 崔冠英等.水利工程地质.北京:水利电力出版社,1985
[2] 李叔达.动力地质学原理.北京:地质出版社,1983
[3] 《工程地质手册》编委会.工程地质手册.北京:中国建筑工业出版社,1992
[4] 陆兆溱.工程地质学.北京:水利电力出版社,1989

第三章 水流的地质作用

第一节 概 述

地球上的水以气态、液态、固态形式广泛存在于大气圈、地球表面和地壳中,分别称之为大气水、地表水和地下水,这些水体组成了地球的水圈。自然界中的水在太阳辐射和重力作用下不断地运动,各种形态的水相互变换,构成了自然界中的水分循环。例如,在太阳辐射的作用下,地球表层的水蒸发到大气圈中,在适当条件下冷却凝结,以降水的形式降落到地面上,其中一部分沿地表形成地表径流,一部分渗透到地下形成地下径流,还有一部分被蒸发返回到大气中。地表径流与地下径流有着密切的水力联系,二者是改造地壳表层结构和形态的重要地质营力。

地表径流主要以大气降水,其次以冰雪融水和地下水作为补给源。其中沿斜坡呈片(面)状的地面流水称为片(面)流,片(面)流遇到凹凸不平的地面时,在低洼沟谷中流动形成洪流,二者都是暂时性水流。当低洼沟谷中的水流有较稳定的补给时形成经常性水流,即河流。众多的小溪汇合成大河流入海洋或湖泊。地面流水直接流入同一条河流的区域称为流域,流域之间的高地称为分水岭。流域内大大小小的河流受岩石性质和地质构造的控制形成不同形状的水系,如树枝状水系、格子状水系等。

地下径流的补给源主要为大气降水、冰雪融水和地表水体。地下水在重力、表面张力或热力作用下在岩土体连通的孔隙、节理和洞穴中贮存运移。地下水分布极其广泛,是一种宝贵的水资源,但是地下水往往给工程建设带来不利的影响。

地球水圈 97%的水量分布在海洋中。巨大的海洋水体在天体引力、风、海底地震、火山等作用下产生潮汐、海流、波浪三种运动形式,不断改造海岸带的形态、物质组成及海岸线的位置,给岸边工程带来很大的影响。类似地,湖泊水体对湖岸工程的影响也是不容忽视的。

地表及地下水体的存在可使其赋存岩土体发生溶解、软化、泥化、膨胀、崩解等作用,从而改变了岩土体的物理力学性质,影响岩土体的稳定性。在碳酸盐岩地区,由于水流作用可形成独特的岩溶地貌。

在各种工程建设中,地表和地下水体的动力特征始终是决定各类建筑物地质环境的重要因素之一。河流、地下水渗流和海湖岸带上的波浪、潮汐及沿岸流的地质作用相当显著,分布范围也比较广。本章将以此作为研究对象,介绍地表水流的地质作用、地下水的基本知识、海湖岸带的动力地质作用、岩溶形成条件和发育规律,以及水库渗漏问题。

第二节 地表水流的地质作用

一、地表水流的运动方式

地表水在重力场作用下流动,由于受摩阻力、离心力、地球自转惯性力以及风力等影响,其流态十分复杂。水流质点主要有以下几种运动形式:

(1)层流。层流是水质点在流动过程中相对位置保持平行的一种水流状态。层流中所有水质点均平行于水流方向以不同的流速流动,不同流速的水层,彼此光滑接触。层流流动缓慢,动能微小,流速稍快则变为紊流。由层流变为紊流时的速度称为临界速度。

(2)紊流。紊流是水质点的流速方向和大小随时间而不断变化的水流状态。紊流产生的原因是当流体的流速加快到某一临界值后,在流体内不同流速水层分界面上,内摩擦力使分界不稳定,从开始时的波状水流发展成为漩涡。紊流产生的上升流,其流速可达水平流速的4%～8%,是促使泥沙悬浮的原因。

(3)环流。水质点作螺旋形运动的水流状态,因在过水断面上的投影为环状,故称为环流。环流有单向环流和双向环流两种型式。单向环流其水流质点的运动轨迹在过水断面上的投影为单向的环,双向环流水质点运动轨迹在过水断面上的投影为两个旋转方向相反的环。单向环流普遍存在于自然界河流和洪流的转弯处,是河流在凹岸进行冲刷并把冲刷产物携往凸岸沉积的动力。双向环流的产生则是由于河水较深的平直河流因水位涨落或过水横切面面积的改变引起的,表现为两股螺旋流。双向环流是河床形态发生变化的主要原因之一。

(4)涡流。涡流是水质点绕水平或竖直轴旋转的水流状态。在流速较大而河床糙率较高的河流中,由于水体具有粘滞力,均可产生涡流,涡流一旦形成会随水流向下游扩散而逐渐消失。涡流的存在增强了水流的交替变化和河床局部的侵蚀。

二、地表水流的地质作用

(一)暂时性水流的地质作用

(1)雨蚀作用。降雨时雨滴以一定的速度冲击地面使地面物质遭受侵蚀的作用称为雨蚀作用。雨滴的机械能将使地面物质的细小颗粒发生位移,从而改变地面物质的形态,我们常见的雨痕就是雨蚀作用的结果。雨蚀作用的另一方面表现为化学溶蚀作用,雨水中含有的多种微量物质使雨水具有一定的化学溶蚀能力,如 Na、K、Cl_2、NO_3^-、SO_4^{2-}、HCO_3^-、NH_4^+ 和 O_2 等。雨水 pH 值达到 5.9～4.3 时即成为酸雨,其腐蚀性很大。雨蚀作用的程度受降雨量、降雨强度、地形地貌、植被及岩土体性质等控制。一般来说,雨量大,强度高,坡度大,植被少,岩土体性质软弱,则雨蚀作用愈强烈。

(2)片流的地质作用。片流沿整个斜坡把细小的松散颗粒冲洗至斜坡底部,这个过程叫洗刷作用,属于面状侵蚀。由于片流的水力微小,因此只能搬运粘土、粉砂等细小颗粒,而在斜坡下部由于股状水流的形成可产生线状侵蚀,造成坡面的无数细小的侵蚀沟。在可溶岩地区片流还有溶蚀作用,形成溶蚀石芽地貌。洗刷作用在坡脚形成的沉积物称为坡积物,多为锥形堆积。由于坡积物未经长途搬运,碎屑磨圆度很差,棱角明显,分选性不好,微显一些层理,物质成分与母岩成分相同。

(3)洪流的地质作用。洪流在沟谷中流动以巨大的机械力猛烈冲刷沟底及沟壁的过程称为冲刷作用。由于洪流存在时间短,故以机械侵蚀为主,溶蚀作用微弱。洪流一旦流出沟口,水流散开,流速减小,搬运的碎屑在沟口大量沉积,形成洪积物,多呈扇形堆积,地貌上称为洪积扇。洪积物分选、磨圆均较差,层理不明显,沉积物粒径由扇顶向外逐渐变细。含有大量泥沙、石块与碎屑的洪流称为泥石流。泥石流是一种灾害性的物理地质现象,它往往突然发生,洪流挟带大量固体物,流势汹猛,顷刻间把大量的泥沙、石块堆积在沟口或宣泄在河谷中,淤塞河道,冲毁道路桥梁等设施,威胁人民生命财产安全。根据泥石流中固体物质含

量、组成和流态特点，泥石流分为粘性泥石流和稀性泥石流两种：①粘性泥石流(亦称结构型泥石流)，其固体物质的体积含量大于40%，最高达80%，重度大于16kN/m³，最高可达22.4kN/m³。含大量的粘土和粉土，具有很大的粘性和结构性。其侵蚀作用表现为对岸坡和谷底及其他障碍物的冲击、铲刮，并引起边坡的崩坍、滑落。其搬运作用表现为泥石流的前端——"龙头"推移巨大石块、泥浆浮托搬运石块以及细粒碎屑物构成泥浆向前搬运。粘性泥石流所经河床均残留一层泥浆，大量的堆积物位于山口。②稀性泥石流(亦称紊流型泥石流)，其固体物质的体积含量为10%～40%，重度为13～15kN/m³，粘度小，呈浑浊泥浆状水流，具有明显的紊流性质，对沟床下切侵蚀能力很强，流动过程中"龙头"不明显，浮托作用很小，大小石块以滚动跃移方式搬运，泥沙以悬浮方式搬运，除平缓地段外，所经沟床一般很少有残留堆积物。为了减轻泥石流对人类的危害，应采取一定的防治措施，保护植被，修筑护坡、挡墙、谷坊、护坦等防护工程和挡泥坝、停淤场等挡拦工程，以及排导沟、渡槽、明洞等排导工程。

(二)河流的地质作用

河流所流经的槽形凹地称为河谷(见图3-1)。河谷的形态要素包括谷坡和谷底两大部分。谷底包括河床和河漫滩。河床是指平水期河水所占据的谷底，亦称河槽；河漫滩是洪水期经常被淹没的谷底部分。谷坡是河谷两侧的岸坡。由于河流下切侵蚀作用加强，使原河谷谷底被抬升超出一般洪水位，呈阶梯状分布于河谷谷坡的地貌称为阶地。

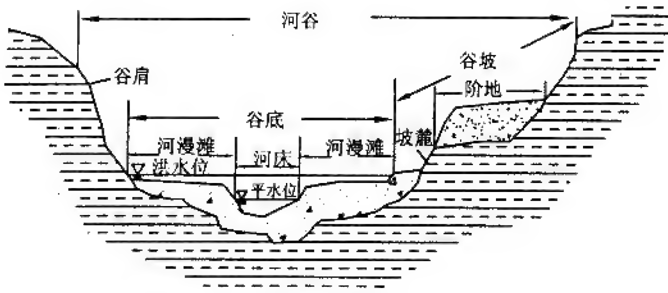


图3-1 河谷要素图

河流的地质作用包括侵蚀作用、搬运作用和沉积作用三个方面。

1.侵蚀作用

河流的侵蚀作用包括机械侵蚀和化学侵蚀两个方面，按照其侵蚀作用方向不同可分为下切侵蚀、侧向侵蚀和向源侵蚀三种。

(1)下切侵蚀(下蚀)。河流侵蚀河床底部，使河床降低，逐步加深，称为下切侵蚀。下切侵蚀的能量最终来自于水的位能，侵蚀作用的强弱受河床岩土体性质、河流流速大小、水流含沙量等因素影响。一般来说，河床坡度大、河流流速流量大、泥沙含量多、河床岩性软弱，则下切侵蚀作用就愈强烈。在松散覆盖地区河流逐渐下切侵蚀发育成侵蚀谷；而在基岩地区侵蚀谷的发育受构造及岩性控制，表现为河谷与构造线方向一致，称为构造谷，如向斜谷、地堑谷、断层谷、背斜谷、单斜谷、地垒构造谷。

下切侵蚀不是无止境的。对于入海河流而言，当河面下降到趋近于海平面时，河水不再具有位能差，流动趋于停止，下蚀作用也就停止了。因此，理论上海平面是入海河流下蚀的极限，我们

称之为基本侵蚀基准面。此外，主流对支流的控制，湖泊、水库对其流域上游河流的控制，硬岩河段对其上游河段的控制等也能起到局部或暂时控制下蚀的作用，我们称之为暂时或局部侵蚀基准面。值得指出的是侵蚀基准面是一个假想的潜在基准面，而且其位置是不断变化的，它并不是控制下切侵蚀的惟一因素，在个别河段河床底面比基准面深得多，如长江三峡因河床狭窄，流量大，特别在岩性软弱河段，其河床低于海平面 20～45m(见图 3-2)。

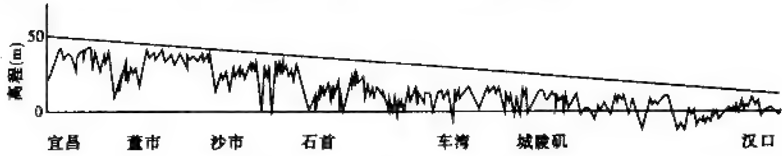


图 3-2　长江宜昌－汉口段的河床纵剖面

(2)侧向侵蚀(旁蚀)。河流侵蚀河床两侧或谷坡，使河床左右迁徙和谷坡后退的作用，称为侧向侵蚀。河水流动时由于受河床地形、岩性、地球自转以及支流注入等因素的影响，往往不作直线流动而产生横向环流，这是河流发生侧向侵蚀的原因。

在环流的作用下，河床凹岸不断被冲刷、淘空、崩塌、后退，凸岸则不断沉积，向河心增长，结果导致河谷越来越宽，河床越来越弯，成为曲流。曲流进一步发展，同侧上下游相邻两个河弯之间的距离越来越小，终于洪水冲开狭窄地带，使河流截弯取直。此时被废弃的河道则逐渐淤塞断流，变为湖泊。因其外形似牛轭，故称牛轭湖(图 3-3)。

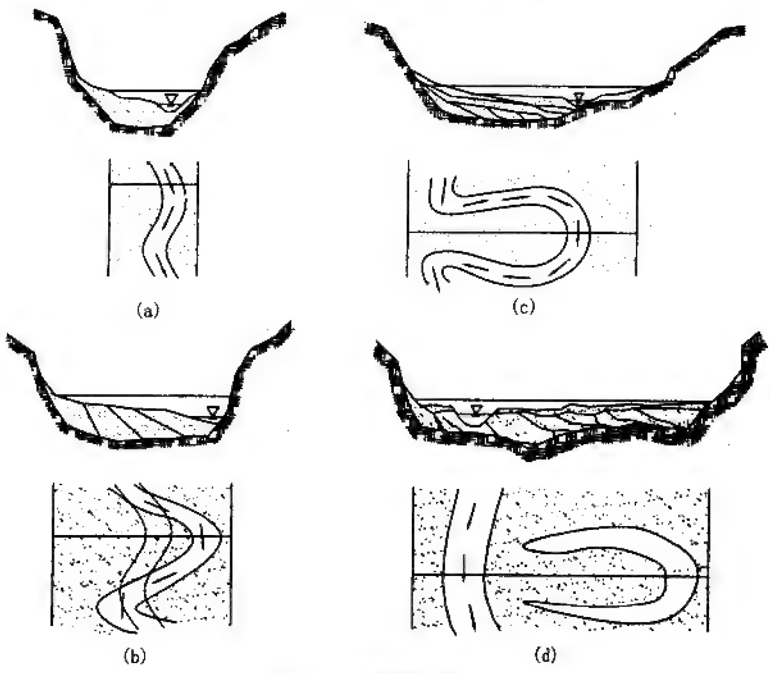


图 3-3　河漫滩的形成

(a)小边滩　(b)大边滩　(c)河漫滩　(d)形成牛轭湖

(3)向源侵蚀。沟谷向源头伸延或河流瀑布向后退造成的侵蚀作用，称为向源侵蚀，亦称溯源侵蚀。向源侵蚀在急流和瀑布河段作用显著。河床坡降大、岩性坚硬不平的河段河流湍急，称为急流；而在河床上具有陡坎的地方形成明显的跌水，称为瀑布。

应当指出，下切侵蚀、侧向侵蚀和向源侵蚀常是共同存在的，只是在不同时期不同河段这三种侵蚀作用的强度不同。一般在上游以下切侵蚀和向源侵蚀为主，侧向侵蚀相对缓慢，河床横剖面常为深而窄的“V”字形；而在中、下游则以侧向侵蚀为主，河谷多浅而宽。

2. 搬运作用

河水在流动过程中挟带机械碎屑物及小部分溶解于水中的盐和胶体的作用，称为搬运作用，分为机械搬运和化学搬运两种方式。当碎屑物所受的动水压力大于摩阻力时，即可发生机械搬运，机械搬运可以以碎屑物在河床底部滚动、滑动、跳跃的方式进行，也可以以细小碎屑物在水中悬浮而向下游移动的方式进行，分别称为推移运和悬浮运。

岩土体颗粒开始移动时的流速称为起动流速（V'_{kp}）。随着颗粒的形状和大小的不同，起动流速的大小也不一样，我们假定颗粒为球形，则不同粒径的颗粒发生推移运和悬浮运的临界起动流速见表 3-1。

表 3-1　　水中悬移质和推移质临界流速

颗粒直径 d (mm)	悬浮临界流速 V''_{kp} (m/s)	推移临界流速 V'_{kp} (m/s)
0.01	0.001 4～0	0.02
0.05	0.034～0.013	0.04
0.25	0.5～0.25	0.10
0.5	1.08～0.59	0.14
1	2.2～1.3	0.20
10	8.5～5.1	0.63
20	12～7	0.90
100	25～16	2.00

因为河流能搬运的碎屑颗粒大小取决于河流的流速，所以在一定的流速下能搬运走的碎屑颗粒是一定的，无力搬运而沉积下来的碎屑粒径是一定的，这就是分选作用。碎屑颗粒在搬运过程中颗粒与颗粒或颗粒与河床之间经常发生碰撞和摩擦，导致颗粒棱角逐渐消失，粒径逐渐减小，最后颗粒被磨成球形、椭球形，称为磨圆作用。一般来说，搬运距离越远其颗粒粒径越小，磨圆度也越好。

3. 沉积作用

当河流的流速低于推移临界流速时，碎屑颗粒在重力作用下便会发生沉积。河流主要是发生机械沉积作用，而化学沉积作用基本上不发生。当河水流速逐渐减小时，机械搬运物就按粒径大小及形状、比重，依次从大到小，从重到轻，先后沉积下来，这个过程即分选沉积过程。如果颗粒形状近圆形，则沉积作用按粒径大小进行。而事实上在同一河流断面的各个点的流速以及同一点在不同时间的流速都是随时间变化的，因此搬运和沉积作用常常是交替变化的，粒径相同的颗粒在同一河段有可能沉积也有可能被搬运走。但我们可以根据沉积物的颗粒粒径来判断流速变化的规律，颗粒粗的部位流速大，颗粒细的部位流速小。从

宏观上看,颗粒粒径一般河流上游较粗,下游较细;近主流线部位较粗,远离主流线部位较细。

三、河流地貌

(一)河谷的类型

1. 根据河谷形态特征分类

(1)峡谷。多见于坡降较大、下蚀强烈的山区,河谷深而窄,呈"V"字形。如长江上游金沙江上的虎跳峡,长12km,落差220m,最窄处仅30m,最宽处也只有60～80m,两岸雪山海拔5 000多米,夹江对峙,谷深达3 000多米,比美国的科罗拉多大峡谷还深1 000多米,因传说曾有虎能跃过而得名。

(2)宽谷。亦称河漫滩河谷、"U"形谷,此河谷呈浅槽形,河漫滩分布较广,阶地发育。

2. 根据与地质构造的关系分类

(1)纵谷。伸展方向与岩层走向或构造线方向一致的河谷,如单斜谷、背斜谷、向斜谷、断层谷、节理谷。

(2)横谷。河谷方向与岩层走向或构造线方向垂直,如横断河谷、逆向河谷。

(3)斜谷。河谷方向与岩层走向或构造线斜交。

(二)河流阶地

原来的河谷河床或河漫滩,因地壳运动或气候变化等原因导致河流下切而高出一般洪水位,呈阶梯状沿谷坡分布,成为阶地。每一级阶地包括阶地面、阶地斜坡、阶地前缘、阶地后缘和阶地坡麓等形态要素(见图3-4)。一般河谷中都发育有多级阶地,把高于河漫滩的最低一级阶地称为一级阶地,依次向上为二级阶地、三级阶地等,一般说来阶地愈高,时代愈老,阶地形态保存越差。

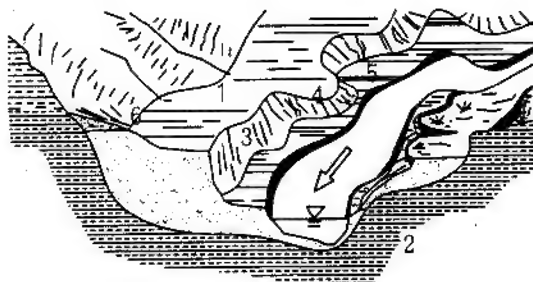


图3-4 河流阶地的要素

1－阶地面 2－底岩 3－阶地斜坡
4－阶地前缘 5－阶地坡麓 6－阶地后缘

根据阶地的结构和形态特征,阶地可分为侵蚀阶地、基座阶地、堆积阶地、嵌入阶地和埋藏阶地五种类型(如图3-5)。

(1)侵蚀阶地。由基岩组成,有时阶地上残留极少冲积物,又称基岩阶地,多见于构造上升的山区河谷中。

(2)基座阶地。其特点是由两种物质组成,上部为冲积物,下部是基岩。它是由于后期河流下蚀深度超过原有冲积层的厚度,切入基岩内部而形成的,它分布于新构造运动上升显著的山区。

(3)堆积阶地。阶地全部由河流堆积物所组成,多见于河流下游。根据河流下蚀深度与多级堆积阶地间的接触关系,又可细分为上叠阶地和内叠阶地。上叠阶地的特点是新阶地的冲积物完全叠置在老阶地上,说明河流后期下蚀深度及堆积规模都在逐次减小。内叠阶地的特点是,新一级阶地套在老的阶地之内,各次河流下蚀深度都达基岩,而后期堆积作用逐渐减弱。

(4)嵌入阶地。从外表看阶地全部由冲积物组成,而从横剖面上看到新老阶地呈嵌入关

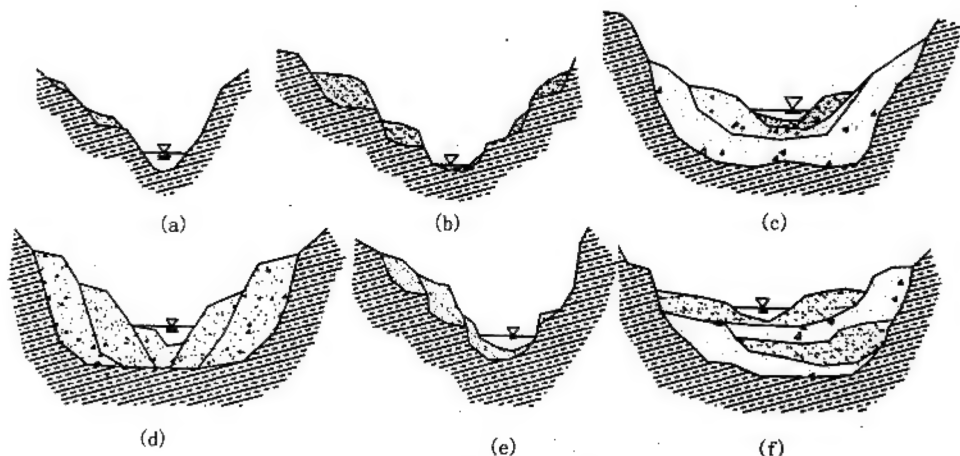


图 3-5 阶地的类型

(a)侵蚀阶地 (b)基座阶地 (c)上叠阶地 (d)内叠阶地 (e)嵌入阶地 (f)埋藏阶地

系,新的谷底低于老的谷底,新冲积层顶面高于老冲积层的基座。

(5)埋藏阶地。早期形成的阶地被近期冲积层掩埋了,老的阶地称为埋藏阶地,如南京古长江两岸在晚更新世末期时形成的2～3级阶地。

(三)河流冲积物

河流沉积的碎屑物质称为冲积物,其最显著的特点是碎屑的磨圆度及分选性好,有清晰的层理,但在不同地貌条件下河流冲积物又各有其特点。

(1)平原区河流冲积物。河流在中、下游大量沉积形成冲积平原。河流冲积物厚度大,分布广,颗粒细,一般下层为河床相沉积的砾石与砂层,上层是较细的河漫滩相沉积的粘性土和粉土,有时也以互层和透镜体形式出现。河床相冲积物主要可划分为近主流线堆积和滨河床堆积。近主流线堆积较复杂,堆积粗粒的卵石、粗砂、细砂等迅速尖灭的透镜体彼此相互交替,形成不规则的带状交错层,堆积物颗粒分选性差,砾石磨圆度较好。滨河床浅滩堆积一般较规则,为分选性好的砂质沉积物,常形成斜层理及交错层理(见图 3-6)。河漫滩相堆积物则具有典型的二元结构,即细砂、粉土、粉质粘土、粘土等细粒物质覆盖在粗粒的砂、砾河床冲积物之上。

(2)山区河流冲积物。山区河流冲积物几乎完全由河床相组成,多砾石、卵石、粗砂及洪水期带来的泥质物质,砾石磨圆度、分选性都很差,具有定向排列现象,称为迭瓦状构造。一般来说,山区河流冲积物比平原区河流冲积物强度较高,压缩性低,透水性好,但二者皆为第四纪松散堆积物,而且结构复杂。因此,作为建筑物地基时一般要采取一定的地基处理措施,防止沉降过大、不均匀沉降、渗透变形破坏等工程事故。

第三节 地 下 水

地下水是贮存于地表以下岩土体空隙中的各种状态的水。地下水的存在将改变岩土体

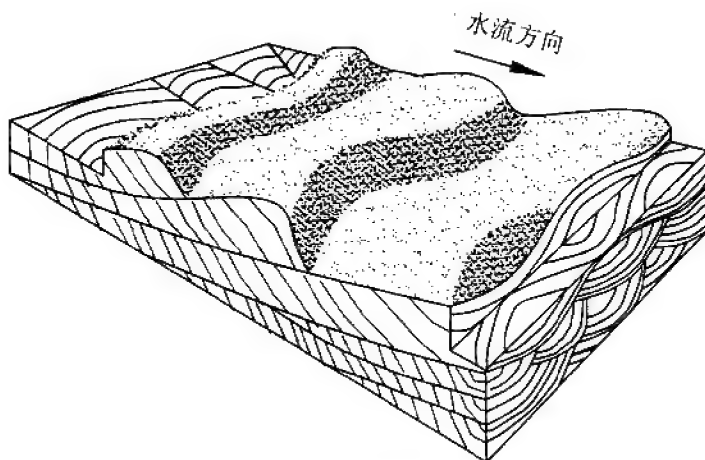


图 3-6　河床相砂层内部构造之一

（据 H·E·赖内克等著《陆源碎屑沉积环境》）

的物理力学性质，可以导致渗透变形破坏，岩体中的裂隙水所形成的静水压力和动水压力会导致岩体稳定性降低。地下水是工程地质分析评价和地质灾害防治中的一个极其重要的因素。本节将对地下水的性质、地下水的类型及其对工程的影响等问题加以介绍。

一、地下水的性质

（一）地下水的物理性质

地下水的物理性质包括温度、颜色、透明度、气味、口味、导电性及放射性等方面的内容。

（1）温度。自然界中地下水温度变化很大，根据温度将地下水分为过冷水（$<0℃$）、冷水（$0\sim20℃$）、温水（$20\sim42℃$）、热水（$42\sim100℃$）、过热水（$>100℃$）。

（2）颜色。地下水的颜色决定于其所含化学成分及悬浮物的颜色和含量。例如，含 H_2S 的水为翠绿色；含 Ca^{2+}、Mg^{2+} 的水为微蓝色；含 Fe^{3+} 的水为褐黄色；含有 Fe^{2+} 的水则为灰蓝色；含腐殖酸盐的水为暗黄或灰黑色。

（3）透明度。地下水一般是透明的，水中含有泥沙、腐殖质等使水混浊，透明度降低。地下水的透明度可分为透明的、微透明的、浑浊的、极浑浊的四级。

（4）气味。地下水通常是无味的，水中的气味取决于所含的气体成分与有机质，如水中含 H_2S 时有臭鸡蛋味。

（5）口味。地下水的口味取决于水中溶解的盐类和有机质。如含 $Ca(HCO_3)_2$、$Mg(HCO_3)_2$的水味美可口，俗称“甜水”，含 $MgCl_2$、$MgSO_4$ 的水有苦味，俗称“懒水”。

（6）导电性。地下水的导电性取决于其中所含电解质的数量及性质，离子数量多，活动性强，则导电性就好。

（7）放射性。一般地下水的放射性是极其微弱的，只是埋藏和运动于放射性矿床或酸性火山岩地区的地下水放射性较高。

（二）地下水的化学性质

地下水是溶解的气体、离子以及矿物和生物胶体物质的复杂的综合体。自然界中有的元素，绝大多数已在地下水中发现，含量较多的如 O_2、Ca、Mg、Na、K、Cl 等。地下水的主要

阳离子成分有：H^+、Na^+、K^+、NH_4^+、Mg^{2+}、Ca^{2+}、Fe^{2+}；主要阴离子成分有：OH^-、Cl^-、SO_4^{2-}、NO_2^-、NO_3^-、HCO_3^-、CO_3^{2-}、SiO_3^{2-}、PO_4^{2-}。其中含量较多的是 Na^+、K^+、Ca^{2+}、Mg^{2+} 和 Cl^-、SO_4^{2-}、HCO_3^- 七种离子，Ca^{2+}、Mg^{2+} 的含量表示地下水的硬度。地下水中溶解的离子、分子及化合物的总含量称为地下水的矿化度（单位 g/L）。根据矿化度的不同，地下水分为淡水（<1g/L）、微咸水（1～3g/L）、咸水（3～10g/L）、盐水（10～50g/L）、卤水（>50g/L）五种。自然界中地下水的酸碱程度亦不同，用 pH 值表示，并据此把地下水分为强酸性水（<5）、弱酸性水（5～7）、中性水（7）、弱碱性水（7～9）、强碱性水（>9）五类。

二、地下水的类型

地下水根据埋藏条件可分为包气带水、潜水和承压水，其次按含水层特征分为三个亚类：孔隙水、裂隙水和岩溶水。

（一）包气带水

贮藏在潜水位以上地表面以下的包气带中的水称为包气带水，包括土壤水分和上层滞水。所谓上层滞水是指存在于包气带中局部隔水层之上的重力水。包气带水随气候变化明显，对农业意义重大，对建筑工程也有一定影响。

（二）潜水

潜水是指埋藏于地表以下第一个稳定的、连续的隔水层之上，具有自由表面的重力水。潜水的自由水面称为潜水面，潜水面上某点的高程称为潜水位。

潜水的主要特征是潜水面以上无稳定的隔水层存在，大气降水和地表水可直接补给。潜水总是从潜水位高的地方向低的地方流动，并且地下潜水面与地面有一定的一致性。某一时刻潜水面的等高线图称为等水位线图(图 3-7)。在等水位线图上我们可以得到以下信息：

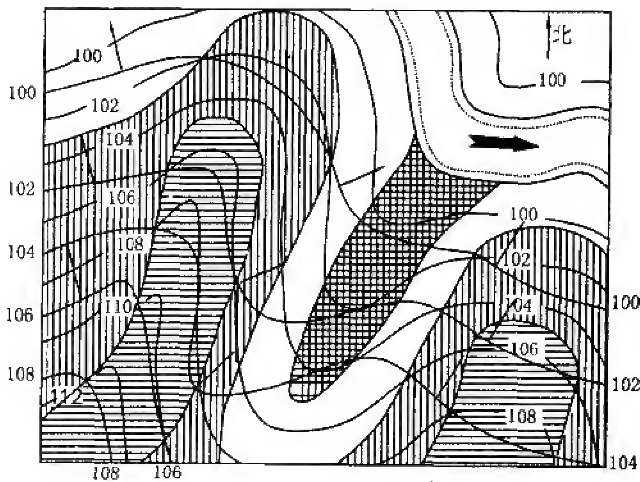


图 3-7 潜水等水位线图及埋藏深度图

（1）确定潜水的流向及水力坡度。垂直等水位线从高等水位线指向低等水位线的方向为潜水的流向。在流向线上两点间的水位差与水平距离之比即此两点间的平均水力坡度。

(2)确定潜水与河水的水力联系(图3-8)。①两岸等水位线与河岸线锐夹角同指向上游,两岸流向均指向内侧,则表明潜水补给河水(图 3-8a);②两岸等水位线与河岸线锐夹角同指向下游,两岸流向均指向外侧,则表明河水补给地下水(图 3-8b);③等水位线与河岸线锐夹角一岸指向上游,流向指向内侧,另一岸指向下游,流向指向外侧,则表明一岸潜水补给河水,另一岸情况相反(图 3-8c)。

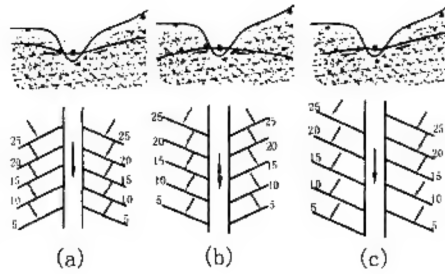


图 3-8　潜水与河水补给关系图

(3)确定潜水面埋深。测点的地形标高与潜水位之差即潜水面埋深。

(4)若等水位线图上有隔水顶板等高线,则测点的潜水位与隔水顶板标高之差即含水层厚度。反映潜水埋藏、运动和变化特征的另一种图示方法是水文地质剖面图(图 3-9)。在剖在图上潜水埋深、含水层厚度、岩性变化等信息都一目了然。

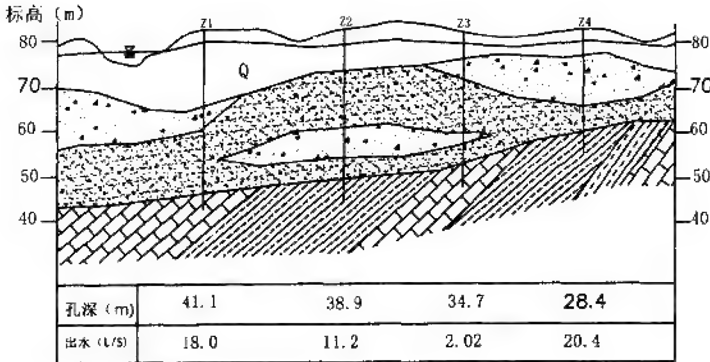


图 3-9　水文地质剖面图

(三)承压水

承压水是指充满在两个隔水层之间的含水层中,具有承压性质的地下水。

承压水的补给方式较潜水复杂得多。当承压水的补给区出露地表时,大气降水是主要的直接补给源,补给区内有地表水体时,地表水也是补给源。此外,当补给区位于潜水含水层之下,潜水便直接补给承压水,在适宜的地形和地质构造下承压水之间也可相互补给。承压水的径流条件决定于地形、含水层透水性和地质构造条件以及补给区和排泄区的承压水位差。承压水的排泄形式也多种多样,承压水可以补给地表水、潜水,在一定构造条件下,还可以泉的方式排泄。

承压水位的等高线图即等水压线图(图 3-10)。由于承压水具有承压特性,所以等水压线图与地形图往往很不一致。和潜水等水位线图相似,从等水压线图中可以确定承压水的流向、水力坡度、承压水位、承压含水层的埋深及厚度等。

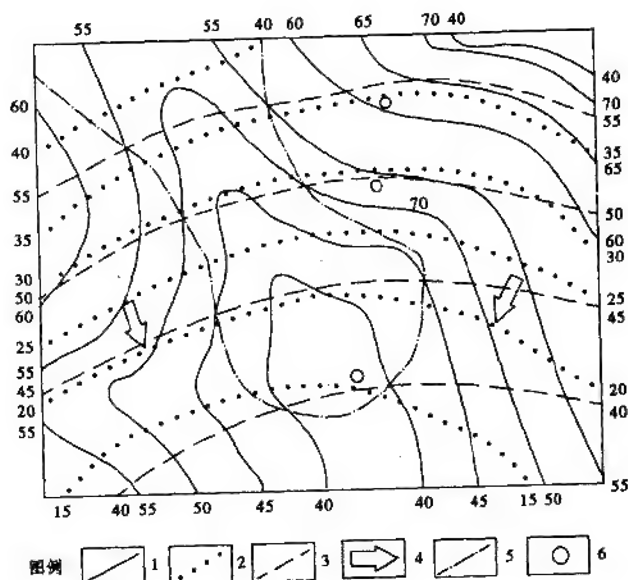


图 3-10 等水压线图

1－地形等高线 2－含水层顶板等高线 3－等水压线 4－地下水流向 5－自流区 6－钻孔

(四)裂隙水

裂隙水是储存于基岩裂隙中的地下水。裂隙水的分布规律决定于裂隙的发育规律。在裂隙发育地区,裂隙水丰富;反之,则很少。因此,裂隙发育的不均一性也决定了裂隙水富集的不均一性。例如,岩体中裂隙一般具有一定的方向性,沿某些方向裂隙十分发育,张开度大,连通性好,裂隙水富集,而另外一些方向上裂隙水的水力联系就很少。裂隙水会弱化其周围岩体,降低其物理力学性质,改变岩体的强度特征,影响岩体的稳定性。因此,裂隙水的调查研究对于边坡和地下工程来说具有十分重要的意义。

根据裂隙水埋藏分布特征可将裂隙水分为面状裂隙水、层状裂隙水和脉状裂隙水三种。

(1)面状裂隙水。亦称风化裂隙水,是指赋存于各种基岩表面风化裂隙中的地下水。其上部一般没有连续的隔水层。因此,它具有潜水的基本特征。当风化壳上部的覆盖层透水性很差时,其下部的裂隙水有一定的承压性。风化裂隙水主要受大气降水的补给,具有明显的季节性。

(2)层状裂隙水。赋存于成岩裂隙中的地下水,亦称成岩裂隙水,其埋藏与分布一般与岩层的分布一致,具有一定的成层性。岩浆岩中成岩裂隙水较为发育,如玄武岩中十分发育的柱状节理为裂隙水的富集提供了良好的条件。当层状裂隙水被相对不透水层覆盖时则具有承压性质。

(3)脉状裂隙水。赋存于构造裂隙中的地下水,亦称构造裂隙水。构造裂隙的分布与构

造的发育特点有直接联系，一般情况下裂隙水沿构造线呈带状或脉状分布，在大断裂带中的裂隙水补给源可以较远，循环深度大，水量丰富，水位和水质都比较稳定。应当指出的是，脉状裂隙水一般都具有承压特性。

(五)岩溶水

赋存和运移于溶隙溶洞中的地下水称为岩溶水。岩溶水水量丰富，通常可作为大型水源，但对岩溶地区矿山开采、地下工程建设有很大危害。根据岩溶水的埋藏条件，岩溶水有岩溶上层滞水、岩溶潜水和岩溶承压水之分。岩溶水的分布主要受岩溶发育规律控制，岩溶发育规律的复杂性决定了岩溶水分布的复杂性，岩溶水之间的水力联系一般都很复杂。

(六)泉

泉是地下水的天然露头，多见于山区和丘陵区的沟谷中，是地下水的主要排泄方式之一。按照泉补给源的性质可分为上升泉和下降泉两大类。上升泉又称自流泉，主要靠承压水补给，动态稳定，年度变化不大，多分布于自流盆地及自流斜地的排泄区和构造断裂带上。下降泉，又称潜水泉，主要靠潜水补给，水流作向下运动，有季节性变化规律。泉根据其出露原因还有侵蚀泉、接触泉、溢出泉和断层泉之分。

三、地下水对建筑工程的不良影响

(1)地下水位下降引起软土地基固结沉降。在深基坑施工过程中常常会遇到人工降水问题。如果抽水强度过大或抽水井工艺粗糙，常会造成基坑周围土体的不均匀沉降，甚至出现开裂。因此，深基坑降水开挖之前通常先在基坑周围布置封闭的深搅拌桩或地下连续墙，一方面起止水作用，另一方面起到挡土墙的作用。

(2)动水压力引起流砂等渗透变形破坏。如果地基土层粘粒含量小于10%～15%，粉粒含量大于65%～75%；颗粒级配不均匀系数 $C_u<5$；土的孔隙比 $e>0.85$；土层含水量大于30%；粉细砂层或粉土层厚度大于25cm，则容易发生流砂。当具备了上述土层条件时，一旦地下水渗流坡度大于发生流砂的临界水力坡度，即动水压力大于土颗粒的有效重度，同时砂层具备临空条件，流砂便会发生。流砂会掩埋基坑，导致坑壁失稳，严重威胁工程施工安全，在实际工程中应妥善处理。

(3)地下水的浮托作用。当深基坑下部有承压含水层时，应分析承压水头是否会导致坑底土层上浮破坏。当基坑底部粘土层厚度大于 $\frac{\gamma_w}{\gamma}H$ 时，基坑底部土层不会被冲毁；当小于 $\frac{\gamma_w}{\gamma}H$ 时，则必须降低承压水头。

(4)地下水对混凝土的腐蚀。地下水对混凝土的腐蚀有结晶类腐蚀、分解类腐蚀、结晶分解复合类腐蚀三种，三种反应都会破坏混凝土的结构，影响混凝土的耐久性。

第四节　岩溶及其工程地质问题

一、岩溶及研究意义

岩溶原称喀斯特(Karst)，是指在以碳酸盐岩为主的可溶性岩石地区，由于地表水和地下水长期对岩体进行化学溶蚀、机械侵蚀、搬运、堆积作用，而形成各种独特地貌形态的地质现象的总称。喀斯特这一专门名词原是南斯拉夫西北部伊斯特里亚(Istria)半岛石灰岩高

原的地名，意谓岩石裸露的地方，后专门用来称呼碳酸盐岩地区一系列独特的地质现象，我国于1966年将喀斯特一词改称为岩溶。

岩溶地区岩溶水是极为丰富的地下水资源，可作为饮用水、工农业用水，还可用来发电。我国岩溶地区水资源缊藏量约为7 000万kW，但同时岩溶会给工程建设带来不利影响，如地基塌陷、水库渗漏、基坑洞室涌水、坝基溶蚀引起溃坝等问题。因此，在实践中必须全面认真地掌握岩溶的形态特征、发育基本条件和形成机理，运用先进的测试技术查清岩溶分布的基本规律，对岩溶地区工程地质条件作出准确的评价，防止岩溶工程地质问题的发生。

二、岩溶地貌特征

岩溶地貌总体上可分为地表和地下两大部分(表3-2)。

表3-2　　岩溶形态类型

位　置	岩　溶　形　态	
地　表	溶沟、石芽、峰丛、峰林、孤峰、干谷、盲谷、溶蚀洼地、溶蚀平原、岩溶湖	
地　下	垂直溶蚀形态	溶蚀漏斗、落水洞、竖井
	水平溶蚀形态	溶洞、暗河、地下湖、溶隙、溶孔
	堆积物形态	石柱、石钟乳、石笋、残积红土

(1)石芽与溶沟。地表水不断溶蚀冲刷岩石表面，最初形成细小的溶痕，溶痕进一步加深形成沟槽，称为溶沟，溶沟之间的石脊为石芽。在岩溶盆地里或较平坦的可溶岩地块内，布满石芽和溶沟，使地表崎岖不平，称石灰岩劣地或溶沟原野。在热带多雨的季风区，岩溶作用强烈，若遇质纯厚层石灰岩，石芽间溶蚀出深沟，沟坡垂直，成为形体高大的石芽，即为石林，其相对高度可超过20m。我国云南路南的石林发育很典型。

(2)峰林、峰丛和孤峰、残丘。峰林是指分散或成群出现在平地上的高耸林立的石灰岩山峰，远望如林，相对高差可达200m。峰林个体表面发育石芽与溶沟，内部常发育有溶洞、落水洞及暗河。我国桂林、阳朔等地峰林发育最为典型。联座的石峰称为峰丛，峰与峰之间常成为鞍形凹地，相对高差可达600m以上，峰丛之间岩溶洼地、漏斗、落水洞发育。峰丛以红水河上游最为典型，如黔东南惠水、罗甸一带及黔西南的兴义等地。峰林进一步被蚀成低山，相对高度仅数十米，则称为孤峰或残丘。

(3)盲谷与干谷。盲谷是岩溶地区没有出口的地表河，通常水流消失在河谷末端陡壁下的落水洞中而转为地下河。干谷是指岩溶地区的干涸河谷，过去曾是地表河，后转为地下河，使地表河干涸。在一些近期上升运动强烈的地区，干谷高悬于近代深切峡谷之上，称为悬谷。

(4)溶蚀洼地。多为近圆形或椭圆形的封闭盆状凹地，四周为低山围绕，底部较平坦，上覆松散沉积物。洼地内贮水可形成岩溶湖。

(5)溶蚀漏斗和落水洞。溶蚀漏斗是一种漏斗状或碟状的封闭凹地，平面呈圆形或椭圆形，直径和深度一般为数米至十余米，它的底部常有落水洞与地下暗河相连通。落水洞即地表水流入地下的进口，其形态各异，大小不一，其中直径较大、洞壁近于直立的叫竖井。

(6)溶洞。溶洞是地下水溶蚀成的洞穴，规模形态各异，洞内多见石笋、石钟乳、石柱及残积红土等堆积物。当溶洞位于地下水位以下时，则形成暗河。

(7)溶隙和溶孔。溶隙是水流沿岩石的裂隙溶蚀而成,宽度一般小于50cm,形态极不规则,延伸较长且具有方向性。溶孔是孔径小于2cm的溶蚀孔隙,多呈蜂窝状或网格状。

(8)石笋、石钟乳、石柱及残积红土。石笋、石钟乳、石柱是岩溶洞穴化学堆积的产物,石钟乳生长于洞顶,具有同心圆状结构,中心部分有一空管,形如钟乳。石笋形成于洞底,是由下而上增长的碳酸钙沉积,形如笋状。当向下长的石钟乳与向上长的石笋相连接即成为石柱。残积红土实质是碳酸盐岩溶蚀后残留的富含 Al_2O_3 和 Fe_2O_3 的粘性土,因其呈红色或红褐色,故称为残积红土。残积红土在溶沟、溶隙和溶洞中都有充填。

三、岩溶发育的基本条件

岩溶是水流对可溶性岩体进行溶蚀作用的结果,因此可溶性岩石、具有溶蚀性的水及水的循环交替条件就成为岩溶发育的基本条件。

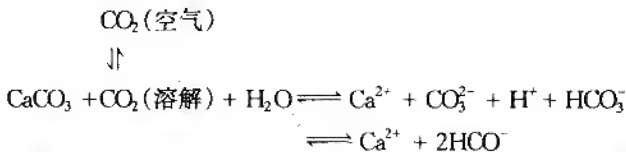
1. 可溶性的岩石

自然界中,可溶性岩石有碳酸盐类岩石(石灰岩、白云岩、大理岩等)、硫酸盐类岩石(石膏、芒硝)、卤盐类岩石(石盐、钾盐等)三种。就溶解度而言,岩盐>石膏>硬石膏>石灰岩>白云岩>泥灰岩,但在自然界中,碳酸盐类岩石分布很广,因此碳酸盐岩地区岩溶发育最典型,最普遍。

碳酸盐类岩石的成分和结构是影响其岩溶发育的重要因素。不同成分的碳酸盐岩其溶解度和溶蚀速度是不同的,研究表明灰岩的岩溶化程度比白云岩强烈,而且灰岩愈纯岩溶化愈强烈,当岩石中含有石膏等硫化物时,岩溶更容易发育。但在一些地区白云质灰岩、白云岩反比纯灰岩岩溶发育更强烈,即使成分相近的石灰岩,岩溶发育的层位具有选择性,因此我们研究可溶岩不能单纯着眼于矿物成分,还应注意岩石的结构。岩石结构的差异也决定着其溶蚀强度的大小,例如碎屑结构的灰岩较其他结构的灰岩溶蚀强度大。

2. 水的溶蚀性

水的溶蚀作用是岩溶发育的必要条件。水的溶蚀能力主要取决于水中侵蚀性 CO_2 的含量,水对石灰岩的溶蚀作用是水、CO_2 和 $CaCO_3$ 产生化学反应的过程,其化学反应式为



$$
\begin{array}{l}
\qquad\qquad CO_2(空气) \\
\qquad\qquad\quad \rightleftharpoons \\
CaCO_3 + CO_2(溶解) + H_2O \rightleftharpoons Ca^{2+} + CO_3^{2-} + H^+ + HCO_3^- \\
\qquad\qquad\qquad\qquad\qquad\quad \rightleftharpoons Ca^{2+} + 2HCO^-
\end{array}
$$

当水中的 CO_2 含量增加时,反应的结果是 $CaCO_3$ 成为呈离子状态的可溶物质(Ca^{2+}、HCO_3^-)随水流失;当水中的 CO_2 含量减少时,则反应向相反方向进行,此时反应的结果是 $CaCO_3$ 发生沉淀作用。在自然界中由于水是流动的,空气中的 CO_2 又不断扩散,溶解的 $CaCO_3$ 远远超过重新沉淀的 $CaCO_3$,结果导致岩溶作用不断发展,促进岩溶地貌的形成。

3. 水的循环交替条件

岩溶水的补给、径流和排泄条件的总和就是它的循环交替条件。它决定了岩溶水的渗流途径、交替强度和水动力学特征,影响岩溶发育的强烈程度和岩溶形态类型。凡是可溶性岩石地区,岩溶水补给充足,循环通畅,交替强烈,溶蚀作用就强,岩体中的渗流通道就会较快地发展为岩溶管道,而渗流通道(如孔隙、裂隙和断层)的位置、方向、规模、空间组合特征

将决定岩溶形态的位置、方向、大小、深度。

四、岩溶的发育规律

(一)岩溶形态的垂直分带性

岩溶地区岩溶水的水动力特征具有垂直分带性决定了所形成的岩溶形态也有垂直分带的特征。岩溶形态在垂直剖面上可分为四个带(图 3-11)。

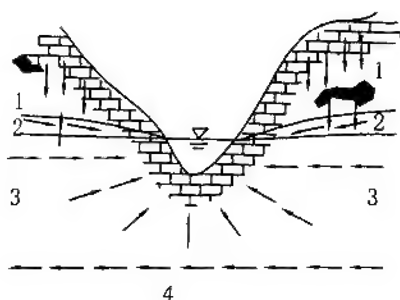


图 3-11　岩溶垂直分带示意图

1－垂直循环带　2－地下水位季节变化带

3－完全饱和带　4－地下水深部循环带

(1)岩溶垂直发育带。位于最高潜水面以上包气带中,地下水是间歇性流动。大气降水沿各种张开结构面渗入岩体中,产生垂直发育的岩溶形态,如溶蚀漏斗、落水洞和竖井等。局部存在水平隔水层时,可形成局部的水平岩溶形态。此带厚度在山地和峡谷区可达数百米,在溶原区仅十数米。此带各种岩溶形态连通性差,常见发育有悬挂泉。

(2)岩溶水平和垂直交替发育带,又称季节变动带。地下水垂直和水平运动随季节周期性交替,岩溶发育较强烈。岩溶形态既有垂直的落水洞,又有近水平发育的溶洞,本带厚度取决于地下水位变幅,在岩溶发育强烈的岩体中此带厚度很小,在岩溶发育还比较弱的地方则可达百米以上,并有落水洞泉和间歇性泉的发育。

(3)岩溶水平发育带。位于地下水最低水位以下受河流排泄作用范围以内的饱水带,包括河谷两侧地下水水平流动亚带和河谷底部地下水向上流动的减压带(倒虹吸管带)。本带岩溶以水平发育形态为主,有大量的水平或近水平的溶洞、暗河和地下湖泊,在河流底部发育有放射状的溶洞、溶孔、溶隙。

(4)深部溶孔溶隙发育带。位于岩溶水平发育带以上,本带很少受当地岩溶基准面的影响。地下水的流向决定于较大的地貌及地质构造条件,水流循环缓慢,通常岩溶发育微弱,以溶隙、溶孔为主,只有在一定的构造条件下经过较长时期才能发育有较大的深部溶洞。

应当指出岩溶的这种垂直分带是可以因气候、地貌和构造的变动而发生变化的。地壳上升,岩溶水平发育带可变为季节变化带;地壳下降,情况则相反。一般来说,垂直分带比较明显的地区是在构造稳定、有河流深切的厚层质纯碳酸盐岩高原地区。而在新构造运动强烈上升地区或可溶岩层分布复杂地区,岩溶垂直分带特征就不明显。

(二)岩溶发育的不均一性

岩溶发育的不均一性是指岩溶发育的速度、程度及其空间分布的不一致性。岩溶发育受到岩性、地质构造和岩溶水的循环交替条件的控制,而这些因素在空间上的分布是不均一的,这就造成岩溶在空间上发育部位、发育程度、发育深度的差异性。在自然中我们可以在岩溶发育程度较浅的地方见到局部岩溶发育强烈的现象,而这都与地层组合和构造有关。

(三)岩溶发育的阶段性与多代性

岩溶和其他自然现象一样有其发生、发展和消亡的过程,要经历幼年期、壮年期和老年期,完成一个岩溶旋回。在幼年期,岩溶形态以地表形态为主,石芽、溶沟发育,漏斗和落水

洞少量出现;在早壮年期,岩溶主要向地下发展,漏斗、落水洞、干谷、盲谷、溶蚀洼地广泛发育,大部分地表水转为地下水;晚壮年期,地下岩溶规模进一步扩大,溶洞和暗河顶部坍塌,地下水又变为地表水,形成坡立谷、峰林等;最后进入晚年期,地表水流又广泛发育,形成溶蚀平原、孤峰、残丘,岩溶现象逐渐走向消亡。实际上,岩溶发育大多是多旋回的,即多代性,这往往造成不同时期岩溶形态的叠加,如我国新疆、青海、西藏三地交界处的昆仑山中发现了长350km,宽20~30km的岩溶峰林,分布在海拔4 400~5 600m的高度,它们是新第三纪中、上新世期间形成的热带峰林,在原岩溶地貌上又叠置了现代冰川地貌。

(四)岩溶发育的成层性

岩溶往往发育有多层溶洞,这种溶洞成层的原因一般认为是地壳构造运动上升—稳定—再上升交替变化导致岩溶垂直—水平—垂直交替发育的结果。由于溶洞的成层性与地壳升降运动有关,故有人将不同高程的溶洞与当地河谷阶地进行对比分析,来推测构造运动情况,但需注意,二者并非简单的对应关系。

(五)岩溶发育的地带性

岩溶发育受气候条件影响也很大,在不同的气候带内其岩溶发育的特征也有一定差异。我国岩溶类型主要有热带岩溶、亚热带岩溶、温带岩溶三大类,此外还有高寒气候带岩溶、干旱区岩溶和海岸岩溶等。

五、岩溶工程地质问题

岩溶工程地质问题主要有三类,即岩溶渗漏问题、岩溶地基稳定性问题及岩溶地下洞室围岩稳定和涌水问题。

(一)岩溶渗漏问题

在岩溶地区修建水利水电工程,必须要解决岩溶渗漏问题,应当查清水库蓄水后是否漏水、漏水的数量、途径、形式、去向,对水库渗漏作出准确的评价并提出可靠的防渗处理措施。

1.发生岩溶渗漏的基本条件

(1)在地形上有低于水库正常蓄水位的邻谷、洼地,且分水岭比较单薄。

(2)库底和库岸岩溶发育,有低于设计水位并贯穿库内外的岩溶通道。

(3)地表分水岭地区无地下水分水岭或地下水分水岭低于设计蓄水位较多,或虽有地下水分水岭但又存在地下水低槽。

(4)地表分水岭地区无可靠的隔水层或隔水层被构造和岩溶破坏,不能起隔水作用。

2.岩溶防渗处理

在岩溶区修建水库首先应考虑正确地选择坝址,尽量减少防渗处理工作量,降低造价,缩短工期,保证工程的安全施工。

坝址的选择应充分考虑隔水层的利用及有利的地形地貌和水文地质条件。坝址选在有隔水层的横谷优于纵谷和斜谷,选择负地形优于正地形,最理想的坝址应是具有隔水层或弱岩溶透水层的向斜谷。

防渗处理措施很多,必须在查清水库渗漏边界条件的前提下根据工程对象的特点选择合理有效的方法,常用的防渗处理方法有铺盖法、堵塞法、灌浆法、截水墙法、围井或隔离法等。

(1)铺盖法。用于处理地表呈面状或带状的分散渗漏的一种常用方法。斜坡上用粘土铺盖或水泥砂浆抹面、铺混凝土板,库底多用粘土铺盖,当库底有承压水时则宜用混凝土铺盖。铺盖厚度与水库水头之比一般为1:6~1:10,最薄不应小于1m,除此之外还要求铺盖

与四周不透水层结合很好。

(2)堵塞法。用于处理库区集中漏水通道,如大型竖井、落水洞、溶洞等,材料可采用块石、砂土料和混凝土。当采用当地材料封堵时,堵体应设反滤层,防止渗透变形破坏。

(3)灌浆法。用于处理溶蚀裂隙式渗漏,可通过钻孔向地下灌注水泥砂浆以堵塞渗漏通道,形成阻水帷幕,以达到防渗目的。

(4)截水墙法。用于处理分布较浅的水平渗漏通道。如花溪水库左岸溢洪道地基中一水平溶洞低于设计水位 40m,向库外分为两支而呈"Y"形。为防渗漏,在两洞交汇处上游修混凝土截水墙,效果良好。

(5)围井或隔离法。用于处理反复泉或直径较大的落水洞,如猫跳河二级水电站在蓄水后右岸漏水并发现了地面塌陷漏斗和基岩落水洞,于是在黄家山垭口一带修建一高 9m、长 37.5m 的砌石坝,使其与库水隔蓄,该副坝建成后,下游再未发现漏水现象。

(二)岩溶地基稳定性问题

岩溶的存在使地基岩土体强度降低、结构复杂,对工程建筑物的安全稳定性影响很大。岩溶地基有覆盖型和裸露型两种。

覆盖型岩溶地基是指在岩溶平原、洼地、谷地中覆盖着较厚的第四纪松散堆积层,该类型地基常会遇到不均匀沉陷和地面塌陷问题。如广西玉林火电厂的主要设备基础倾斜,水池漏水,仓库开裂,办公楼不均匀沉陷,就是由于从竖井式溶洞中抽水导致地下水位下降而引起的。当地下水位降深 10m 时,附近地面多处塌陷,次年 3 月,塌陷增至 130 多处,面积 $0.13km^2$。

裸露型岩溶地基是指岩溶岩体直接出露于地表或其上仅有很薄的覆盖层的地基,其中前者可称为溶洞地基,后者称为石芽地基。溶洞地基中若存在浅层溶洞时必须评价溶洞顶板的稳定性,而石芽地基则需注意地基不均匀沉陷问题。

(三)岩溶地区地下洞室围岩稳定和涌水问题

岩溶地区由于地下岩溶发育以及地下水动力条件复杂,地质预报工作的难度很大,使得在该地区地下洞室施工常会遇到围岩稳定性、突然涌水等问题。

第五节　海岸工程地质

我国拥有 18 000 多公里长的海岸线,加上沿海约 3 400 个岛屿的9 000km 海岸线,总计 27 000km。在如此漫长的海岸带上将建设众多的港口码头、海防军事设施等大型工程,此外,近几年在我国方兴未艾的核电站也都修建在海岸带,因此海岸工程地质研究对国家经济建设具有重大的现实意义。

一、海岸带的水动力作用

海洋与陆地相互作用的地带称为海岸带,其最大宽度可达 20km,一般由海岸、潮间带、水下岸坡三部分组成(图 3-12)。

海岸带是地球表面现代地质作用最积极、最活跃的场所,海岸带的动力作用包括波浪、潮汐和沿岸流三种作用形式,其中以波浪作用最为普遍。

(一)波浪作用

海洋水体受到风、海底地震、海底火山以及海底滑坡等作用,其中以风的作用最普遍。

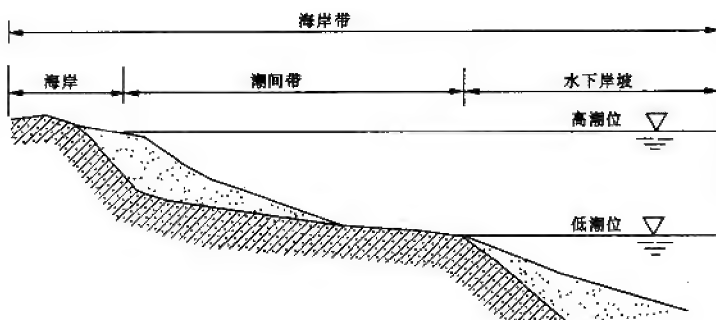


图 3-12　海岸带的基本结构(砂砾质海岸)

风作用于海面,将能量传递给海洋表层水体,使水质点沿着风的作用方向在垂直断面上作闭合圆周运动,形成波浪。

1. 波浪要素

水质点运动到最高位置凸起成波峰,运动到最低位置形成波谷,相邻波峰波谷之间的垂直距离为波高(H),相邻波峰或波谷之间的距离为波长(L),波高与波长之比称波陡,波高的 1/2 即振幅(a)。一行行排列的波峰称波列,同时一列波峰的连线,称波峰线;垂直于波峰线的方向线即表示波浪前进方向的线,称波射线。

2. 波浪的能量

波浪的实质是能量的一种传播方式,波浪的能量可表示为

$$E = \frac{1}{8}\rho g H^2 L \tag{3-1}$$

式中　E——波能;

ρ——海水密度,kg/m³;

g——重力加速度,m/s²;

H——波高,m;

L——波长,m。

波浪的能量在传播过程中由于水质点的摩擦碰撞而逐渐消耗,因此在海面以下一定深度的地方波浪的能量会变得很小。一般认为 1/2 波长的深度是波浪作用的下限,也是深水区与浅水区的分界线。滨海所见的大浪浪高 3～5m,波长 40～80m,也就是说波浪作用的下限在 20～40m。

3. 浅水区波浪运动

波浪在深水区保持较理想的波动形态,而进入浅水区后,由于与海底、海岸发生作用,波浪运动形态发生变化。

由深水区向浅水区,由于海底的“粘滞”作用,使水质点在波峰位置向岸运动的速度大于在波谷位置向海运动的速度,所以就产生了波浪的前坡愈变愈陡、后坡越变越缓的波浪形态。这种变形波的作用是海岸带物质在波浪作用下向岸运移的因素之一。

当波运动到水深等于波高的浅水区时,波峰上水质点运动的水平速度大于波浪本身的传播速度,结果造成波峰向前翻卷,波浪破碎,形成泡沫飞溅的一列列水脊,称为破浪(或称激浪、击岸浪)。破浪是塑造海岸带的重要力量,破浪的冲击力每平方米可达 100～300kN。

我国秦皇岛海港的防波堤用重达 15～30t 的水泥块体砌成,以防御激浪的冲击。据记载苏格兰的威克港激浪曾掀动重达 2 600t 的水泥块体。破浪流垂直流向海岸时,产生垂直海岸的进退横流,并引起海岸松散物质沿岸移动。

波浪前进的方向往往与海岸斜交,这样造成波浪折射,产生沿岸流,引起海岸松散物质沿岸运动。

(二)潮汐作用

潮汐系指海水在太阳和月球引潮力作用下,发生周期性涨落的现象,发生在早晨的高潮叫潮,发生在晚上的高潮叫汐。

潮汐的涨落周期,平均为 24 小时 50 分(即一个太阳日)。按一个周期(太阳日)内海面涨落方式,通常将潮汐分为三种类型:①半日潮。一个周期内有两次高潮两次低潮,每次涨落间隔 6 小时 12.5 分。②全日潮。在一个周期内,海面只有一次涨落。③混合潮。介于以上二者之间,或为不规则之半日潮,或为不规则之全日潮。

潮汐对海岸的作用表现在水面升降及产生的潮流对海岸的侵蚀、搬运泥沙。海水涨落形成水平方向的水流运动叫潮流。当潮流速度为 10～20cm/s 时,就可以掀起潮间带的淤泥、粉砂;潮退后,这种悬浮物就会淤积下来。在地形突然缩窄的海峡区,潮流的冲刷搬运能力更大。当潮流进入河口三角港湾时,波能集中,愈近湾顶潮差愈大。我国钱塘江最大潮差达 8m 以上,波斯湾达 10m 以上,巨大的涨差集中大量的能量,对海岸地貌塑造有极深刻的影响。

(三)海流的作用

海流又称洋流,是由于盛行风以及水温和密度等因素影响,海水沿一定方向运动形成的,如寒流、暖流等。

海流的海岸带动力作用次于波浪和潮汐,因为海流一般流速小,运动到海岸带受地形、潮汐作用影响而能量变得更微弱。

二、海岸带地貌

(一)海蚀地貌

由基岩组成的海岸在海蚀作用下往往具有曲折陡峻的外貌,而且明显地受岩性、构造因素控制。常见的海蚀地貌有海蚀穴、海蚀崖、海蚀台地(或海蚀阶地)、海蚀柱、海蚀拱桥等。

(1)海蚀穴。又称海蚀洞,位于高潮海水面与陆地交接处,由激浪的冲蚀和溶蚀作用形成的呈带状断续分布的凹穴。凹穴顶部被击穿后则形成海蚀窗。海蚀穴是某一时期海面位置的标志,海蚀穴在垂直剖面上的分布规律反映海岸带升降运动的规律。

(2)海蚀崖。海蚀穴进一步被激浪溶蚀发生重力崩坠,海岸不断后退形成陡崖。在陡崖和海面间常有宽广的堆积阶地。

(3)海蚀台地。海蚀崖不断后退,在海蚀崖前形成一片平坦而微微向海倾斜的平台,称为海蚀台地。在台地形成之后,假若海平面发生相对升降,海蚀台地成为海蚀阶地。

(4)海蚀拱桥。在激浪的作用下,两个相反方向的海蚀穴被蚀穿而互相贯通,形成拱门状形态,称为海蚀拱桥。它形成于海岸岬角处。

(5)海蚀柱。在海岸后退过程中,蚀余而突立于岩滩上的石柱或孤峰,称为海蚀柱。

(二)海积地貌

海岸带的松散物质在波浪作用下移动,在波浪动力减弱时沉淀堆积下来形成各种海积

地貌。

1. 海岸带物质的横向运动及所形成的堆积地貌

当波射线与海岸线正交时，波浪进入海岸带产生垂直海岸的进退横流，海岸带的泥沙颗粒随之作向岸和离岸的移动，称为海岸带物质的横向运动。如果水下岸坡是水平的，那么物质运动总是向岸的，但水下岸坡往往是斜坡，所以在波浪和重力共同作用下，岸坡上半部的物质不断朝岸移动，岸坡下半部的物质不断向海移动，形成两条冲积带。在两条冲积带之间必然存在一个过渡带，过渡带的泥沙在每次波浪周期运动中，向岸运动的距离等于向海运动的距离，致使泥沙只是在原地作往复运动，这过渡带称为中立带(图 3-13)。

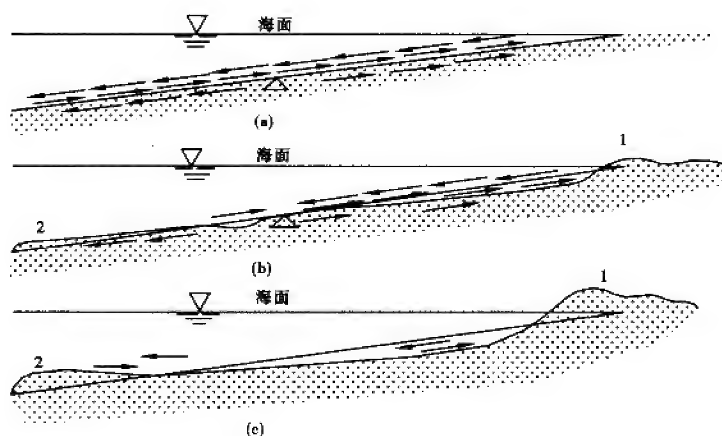


图 3-13 水下岸坡均衡剖面的形成

△－中立带 1－沿岸海滩 2－水下堆积台

由于中立带以下物质不断向海搬运，中立带以上物质不断向岸搬运，必然导致水下岸坡剖面形态的改变。中立带以下形成侵蚀凹地，该处岸坡变陡，凹地中的物质被运至坡脚，形成水下阶地，导致中立带以下岸坡变缓，水深变浅。中立带以上也产生侵蚀凹地，使岸坡进一步变得平缓，并将侵蚀物质带向岸边，堆积形成沙滩。原始岸坡越平缓，形成的海滩越宽广。水下岸坡进一步地改进，中立带的范围不断扩大，使岸坡形成一条凹形曲线，凹形曲线上每一点物质只是在原地作来回运动，此时即形成水下岸坡均衡剖面。

海岸带物质横向运动所成堆积地貌有海滩、水下阶地、水下沙堤、沿岸沙坝和沙岛等形态。在水下岸坡上，由于波浪不断发生局部破碎而能量减小，因而常发育平行海岸的长条形水下沙堤，通常多条平行分布，沙堤高 0.2～0.3m，宽 10～30m。沿岸沙坝和沙岛是水下沙堤向海岸推移和逐渐露出水面而形成的。当水下沙堤开始露出水面但尚与岸隔离呈岛状堆积时称为沙岛。当沙岛进一步发展，愈益出露水面而靠近海岸，甚至部分与海岸相连，构成泻湖与外海的堤坝时则称之为沙坝，沙坝长可达几十公里，高十余米。

2. 海岸带物质的纵向运动和所形成的堆积地貌

波浪折射时波浪作用方向与重力切向分量方向不一致，此时海岸带物质沿着波浪作用与重力沿岸坡分力作用的合力方向移动，即既作向岸运动也作向海运动，但总的移动方向是与海岸近于平行的方向，这就是海岸带物质的纵向运动。在岸坡的不同部位，物质的纵向运动具有不同的方向。在中立带位置，纵向运动方向与海岸平行；中立带以上，纵向运动方向偏向岸；中立带以下，纵向运动方向偏向海。

海岸带物质沿岸移动过程深受海岸形态的影响，不同海岸形态，形成不同海积地貌。在凹形海岸的转折处堆积形成海滩，在凸形海岸则形成一端与转折端相连，另一端伸入海中的沙嘴。当海岸外有岛或岬角时，在岛的临岸一侧的波影区发生堆积，堆积海滩自海岸向岛屿延伸，同时岛屿后波影区两侧常形成一个或两个沙嘴，最后与沿岸的海滩相连接成为连岛沙坝。此时岛屿即变为半岛，称陆连岛，例如山东烟台市的芝罘岛。

以上介绍的是基岩和沙质海岸的侵蚀和堆积地貌。另外，粉砂淤泥质海岸和生物海岸其地貌则各有其自身特点。粉砂淤泥质海岸（如大河河口附近）常见有盐沼湿地、淤泥滩、潮水沟网的地貌。生物海岸即由生物作用影响而形成的独特海岸类型，如红树林海岸和珊瑚礁海岸。红树林海岸是指热带、亚热带地区由红树林组成的海岸，由海向陆地依次为浅水泥滩带、不连续的沙滩带、红树林海滩带、淡水沼泽带。珊瑚礁海岸是由珊瑚礁组成的海岸，有岸礁、堡礁和环礁三种形态类型。

三、海岸带工程地质问题

海岸工程由于其特殊的地理位置，其工程地质条件的分析评价应考虑海岸带的动力作用影响。以海岸带岩土体作为建筑物地基同样会存在与陆地建筑地基相似的地基沉降与不均匀沉降、砂土液化、渗透稳定性、地基承载力不足及岸坡稳定性等问题，只是海岸工程的工程地质问题分析应正确评价波浪作用和潮汐引起的地下水位升降作用的影响，并提出有针对性的工程措施。

习题与思考

1. 试述河流的地质作用及河流沉积物的工程地质特征。
2. 试述地下水的类型及其特征。
3. 试述岩溶发育的基本条件及发育规律。
4. 试述海岸带的水动力作用。
5. 试总结与水流地质作用相关的工程地质问题及处理措施。

参考文献

[1] 陆兆溱.工程地质学.北京：水利电力出版社，1992
[2] 崔冠英等.水利工程地质.北京：水利电力出版社，1994
[3] 李叔达.动力地质学原理.北京：地质出版社，1985

第四章　土的工程性质

土是人类作用于地球的主要客体，具有极其复杂的工程地质性质。用定量指标描述土的工程地质性质是工程地质勘察和评价建筑场地工程地质条件的依据。土的工程地质性质包括土的物理性质、水理性质和力学性质三个方面。

第一节　土的物理性质指标

土是由岩石经风化作用形成的松散堆积物，由三相不同物质组成：固相（矿物颗粒和有机质）；液相（水溶液）；气相（气体）。固体颗粒构成土的骨架，土骨架间分布有孔隙，孔隙中充填有水和气体，为描述三相的比例关系，通常用一简化模型表示（图 4-1）。

一、直接测定的基本物理性质指标

1. 土粒比重（G_s）

单位体积土粒质量或重量，与 4℃ 时纯水的单位体积质量或重量之比称为土粒比重（G_s）。在《建筑地基基础设计规范》（GBJ7-89）中，又叫土粒相对密度 d_s。用下式表示：

$$G_s = \frac{M_s}{V_s \cdot \rho_w} \tag{4-1a}$$

或

$$G_s = \frac{W_s}{V_s \cdot \gamma_w} \tag{4-1b}$$

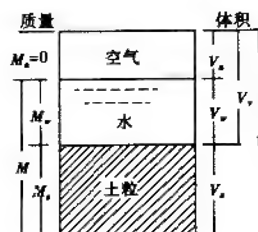


图 4-1　土的三相示意图

在数值上，水在 4℃ 时的单位体积质量 $\rho_w = 1g/cm^3$，$\gamma_w \approx 10kN/m^3$。

土粒的比重取决于土的矿物成分，其值一般为 2.65～2.75。土粒的比重常用“比重瓶法”测定。由于测定土粒比重较为繁琐，且同一地区比重变化不大，故除重大建筑物及特殊情况外，一般采用本地区的经验值。当缺乏地区经验值时，可参考表 4-1 所列经验数值选用。

表 4-1　　土粒比重参考表

土的名称	砂　土	粉土	粉质粘土	粘　土
G_s	2.65～2.69	2.70～2.71	2.72～2.73	2.74～2.76

2. 土的密度和土的重度

土的密度是一个基本物理性质指标，通常用下式表达：

$$\rho = \frac{M}{V} = \frac{M_s + M_w + M_a}{V} \tag{4-2}$$

式中　M——土体总质量；

M_s——土中颗粒质量；

M_w——土中水的质量；

M_a——土中孔隙气体质量；

V——土的总体积。

土的密度常用"环刀法"测定。根据土的密度可以换算出天然状态下的单位体积重量，称为土的重度，用 γ 表示，其表达式为：

$$\gamma = \frac{W}{V} = \frac{W_s + W_w + W_a}{V} \tag{4-3}$$

式中　W——土体的重量，kN，其数值等于质量 M 乘以重力加速度 g。

重度的单位为 kN/m^3。土的重度在《建筑地基基础设计规范》(GBJ7-89)中也称为土的重力密度，它是土力学中经常用到的一个指标。

3. 土的含水量 ω

土中水的质量(M_w)与固体颗粒质量(M_s)之比，称为土的含水量，常以百分数表示：

$$\omega = \frac{M_w}{M_s} \times 100\% \tag{4-4}$$

土的含水量表示土中水的成分多少，不同土的含水量可以在很大范围内变动，砂土可从0～40%，粘性土可小于25%，饱和状态的软粘土可达60%甚至80%。

土的含水量的测定在试验室一般用"烘干法"。但试验时必须注意，对有机质含量较高的土，烘干的时间应控制在6小时。

二、计算得到的土的物理性质指标(导出指标)

1. 干重度(γ_d)和水下重度(γ')

干密度(ρ_d)和干重度(γ_d)是指土中不含水时的密度或重度，其表达式为：

$$\rho_d = \frac{M_s}{V} \tag{4-5a}$$

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V} \tag{4-5b}$$

式中符号含义同前。干密度(重度)在一定程度上反映了土粒排列的紧密程度，也是人工压实填土评价压实质量的指标。但要注意，干密度(重度)并非烘干的土的密度。

土的浮密度(重度)是指地下水位以下的土受到水的浮力作用时的有效密度和有效重度，分别用 ρ' 和 γ' 表示：

$$\rho' = \frac{M_s - V_s \cdot \rho_w}{V} = \rho_{sat} - \rho_w \tag{4-6a}$$

$$\gamma' = \frac{W_s - V_s \cdot \gamma_w}{V} = \gamma_{sat} - \gamma_w \tag{4-6b}$$

式中　ρ_{sat}——土的饱和密度；

γ_{sat}——土的饱和重度。

2. 土的孔隙比 e 和孔隙度 n

土中孔隙体积(V_v)与固体颗粒体积(V_s)之比称为孔隙比 e，用小数表示：

$$e = \frac{V_v}{V_s} \tag{4-7}$$

孔隙比 e 表明了土的密实程度，天然孔隙比的大小是规范法确定地基土承载力的一个

重要指标。

孔隙度 n 是土中孔隙所占体积(V_v)与土的总体积(V)的比值,常用百分数表示。在以前的规范中也称之为孔隙率。

$$n = \frac{V_v}{V} \times 100\% \tag{4-8}$$

指标 e、n 两者间可以互相转换:

$$e = \frac{n}{1-n} \tag{4-9}$$

$$n = \frac{e}{1+e} \tag{4-10}$$

砂类土孔隙比一般在 0.5~1.0 范围内,粘性土的孔隙比通常比砂类土大,淤泥质土在 1.0~1.5 之间,淤泥的孔隙比高达 1.5 以上。

3.饱和度 S_r

饱和度是反映土中含水程度的指标,定义为土中孔隙水所占的体积(V_w)与孔隙总体积(V_v)之比,表示为:

$$S_r = \frac{V_w}{V_v} \times 100\% \tag{4-11}$$

三、指标间的相互换算

在上述 9 个指标中,只要知道任意 3 个独立量,就可以换算出其他量。表 4-2 给出了常用物理性质指标的各种换算关系。

表 4-2　　**常用物理性质指标换算公式**

指标名称	符　号	表达式	常用换算公式	单　位	常见数值范围
孔隙比	e	$e=\frac{V_v}{V_s}$	$e=\frac{G_s(1+\omega)}{\gamma}-1$ $e=\frac{G_s}{\gamma_d}-1$	无量纲	砂土　0.5~1.0 粘性土 0.5~1.2
孔隙度	n	$n=\frac{V_v}{V}\times 100\%$	$n=1-\gamma_d/G_s$ $n=1-\frac{\gamma}{G_s(1+\omega)}$	无量纲	砂土　30%~50% 粘性土　30%~55%
饱和度	S_r	$S_r=\frac{V_w}{V_v}\times 100\%$	$S_r=\frac{\omega G_s}{e}$ $S_r=\frac{\omega\cdot\gamma_d}{n}$	无量纲	0~100%
干重度	γ_d	$\gamma_d=\frac{W_s}{V}$	$\gamma_d=\frac{\gamma}{1+\omega}$ $\gamma_d=\frac{G_s\cdot\gamma_w}{1+e}$	kN/m³	13~18
饱和重度	γ_{sat}	$\gamma_{sat}=\frac{W_s+V_v\cdot\gamma_w}{V}$	$\gamma_{sat}=\frac{(G_s+e)\gamma_w}{1+e}$	kN/m³	18~23
浮重度	γ'	$\gamma'=\frac{W_s-V_s\cdot\gamma_w}{V}$	$\gamma'=\gamma_{sat}-\gamma_w$ $\gamma'=\frac{(G_s-1)\gamma_w}{1+e}$	kN/m³	8~13

第二节　粘性土的水理性质

粘性土的水理性质包括稠度、塑性、膨胀、收缩、崩解等。这些性质都是由水和粘粒表面相互作用所引起的。

一、粘性土的稠度

稠度，是指粘性土在某一含水量时的粘滞程度或软硬程度。含水量的变化，可使土呈现出不同的稠度状态，稠度反映了土粒间的连接强度，即土体在不同含水量时对外力引起变形或破坏的抵抗能力。稠度不同，土的强度、变形特性也不同。因此，土的稠度指标也是规范确定地基承载力的重要指标。

二、特征含水量

粘性土由一种状态转变为另外一种状态时的界限含水量称为土的特征含水量，常用的特征含水量有液限 ω_L、塑限 ω_P、缩限 ω_S。

液限 ω_L：土由可塑状态转变为流动状态时的界限含水量，是粘性土成为可塑状态的上限含水量。

塑限 ω_P：土从半固态进入可塑状态的界限含水量。

缩限 ω_S：为半固体状态与固体状态的界限含水量。

液限 ω_L 通常采用锥式液限仪测定，而塑限 ω_P 的测定常用搓条法，目前在实验室也采用液塑限联合测定仪测定，具体测定方法参见《土工试验方法标准》(GBJ123-88)。

三、塑性指数 I_P 和液性指数 I_L

1. 塑性指数 I_P

塑性指数 I_P 是土的液限 ω_L 与塑限 ω_P 之差，用 I_P 表示：

$$I_P = \omega_L - \omega_P \tag{4-12}$$

塑性指数表示了可塑状态含水量的变化范围，是粘性土分类的重要指标，对于 $I_P<10$ 的土称为粉土，$10\leqslant I_P<17$ 的土为粉质粘土，$I_P\geqslant17$ 时称为粘土。I_P 越大，粘粒含量越高。I_P 与土粒比重 G_s 之间有一定的经验关系。

2. 液性指数 I_L

液性指数 I_L 表达式为：

$$I_L = \frac{\omega - \omega_P}{\omega_L - \omega_P} = \frac{\omega - \omega_P}{I_P} \tag{4-13}$$

式中　ω——土的天然含水量，%；

ω_P——土的塑限，%；

ω_L——土的液限，%；

I_P——土的塑性指数。

显然，I_L 越大，土愈软，反之，土愈硬，《建筑地基基础设计规范》(GBJ7-89)根据土的液性指数，将粘性土划分为下列五种状态：

$I_L < 0(\omega \leqslant \omega_P)$　　坚硬状态

$0 < I_L \leqslant 1(\omega_P < \omega \leqslant \omega_L)$　　可塑状态

$(0 < I_L \leqslant 0.25$，硬塑；$0.25 < I_L \leqslant 0.75$，可塑；$0.75 < I_L \leqslant 1.0$，软塑$)$

$I_L > 1.0 \quad (\omega > \omega_L)$　　流动状态(流塑)

四、粘性土膨胀、收缩和崩解

土中含水量的变化不仅会引起粘性土稠度状态的变化,同时还会引起体积的变化。粘性土浸水时体积增加称为膨胀。当土干燥失水时,体积减小称为收缩。土体的膨胀性用膨胀率、膨胀含水量及膨胀力等指标表示。土体收缩性指标用线缩率、体缩率、缩限含水量及收缩系数表示。粘性土在静水作用下,发生崩散解体的现象称为崩解。评价粘性土崩解性的指标和方法有崩解时间和崩解特征。在评价膨胀土时常需要确定以上指标。

第三节　土的力学性质

土的力学性质是土的主要工程性质之一。它包括土的强度、变形与渗透性。本节主要介绍土的压缩性和抗剪强度。

一、土的压缩性及其指标

土在外荷作用下,因孔隙体积的减小或土粒间错位挤密,孔隙中水、气的挤出,造成土的压缩变形。建筑物荷载引起地基土的压缩一般视为有侧限。土的压缩指标是地基沉降计算所需的指标,而压缩性指标的测定则是在压缩试验基础上得到的。

1.压缩试验和压缩曲线

室内压缩试验在固结仪上进行。试验时先用环刀切取原状土样,并连同环刀放入固结仪中,试样通过上下透水石排水,并由加荷装置和加压盖板给土样施加均匀压力。

荷载 p 的施加根据土样所处的位置和上部荷载要求确定,常规试验一般分为 50kPa,100kPa,200kPa,300kPa,400kPa,若土样原来所处的位置较深可增加荷载到 600kPa,800kPa,1 600kPa。如苏州工业园区华能电厂在可行性研究阶段,对深度 30m 以下的土采用高压固结,采用的荷载等级即为 50kPa,100kPa,200kPa,400kPa,600kPa,800kPa,1 600 kPa。

通过压缩试验,可以得到孔隙比与压力的关系曲线 $e \sim p$ 曲线或$e \sim \lg p$ 曲线,称之为压缩曲线(图 4-2)。

如图 4-3 所示,设土样的初始高度为 h,土粒高度为 h_s,截面积为 A,土粒体积为 V_s,孔隙体积为 V_v,加上 p_i 经压缩稳定后,土样的高度为 h_i,孔隙体积成为 V_{vi},土样的压缩变形为 Δh_i;由于压缩前后土粒体积和横截面积不变,所以在 p_i 作用下的孔隙比e_i 为:

$$e_i = \frac{V_{vi}}{V_s} = \frac{(h_i - h_s)A}{h_s \cdot A} = \frac{h_i}{h_s} - 1 \tag{4-14}$$

而初始孔隙比为

$$e = \frac{G_s(1+\omega)}{\gamma} - 1$$

压缩曲线反映了土的压缩性质,曲线越陡,压缩性越大;曲线越缓,压缩性就越小。从压缩曲线上可以得到我们所需要的有关参数 a_v、E_s 等。

2.压缩系数 a_v 和压缩指数 C_c。

土的压缩系数根据压缩曲线(图 4-2)上割线的斜率来确定,在图 4-2 中取点 M_1、M_2,两点间孔隙比差 $\Delta e = e_1 - e_2$,压力增量为 $\Delta p = p_2 - p_1$,当压力变化范围不大时,用 M_1、

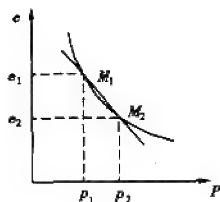


图 4-2 压缩曲线

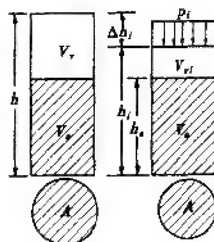


图 4-3 侧限压缩试验中土样孔隙比变化

M_2 一小段割线表示曲线，从而得

$$a_v = \frac{e_1 - e_2}{p_2 - p_1} \times 1\,000 \quad (\mathrm{MPa}^{-1}) \tag{4-15}$$

从图中可以看出，压缩系数 a_v 的大小与所受荷载大小有关，在普通民用建筑设计中，通常采用 $a_{v_{1-2}}$ 即 $p_1 = 100\mathrm{kPa}$，$p_2 = 200\mathrm{kPa}$ 时的压缩系数值。根据 $a_{v_{1-2}}$ 可以评价土的压缩性。

当 $a_{v_{1-2}} < 0.1\mathrm{MPa}^{-1}$ 时，属低压缩性土；

当 $0.1 \leqslant a_{v_{1-2}} < 0.5\mathrm{MPa}^{-1}$ 时，属中等压缩性土；

当 $a_{v_{1-2}} \geqslant 0.5\mathrm{MPa}^{-1}$ 时，属高压缩性土。

压缩指数 C_c 和压缩系数一样，也是反映土压缩性的一个指标。但它是压力和孔隙比的半对数坐标上的关系曲线的直线段的斜率，即

$$C_c = \frac{e_1 - e_2}{\lg p_2 - \lg p_1} \tag{4-16}$$

C_c 越大，土的压缩性越高，和压缩系数的区别是压缩指数为一常数，两者间可以由下式反映其相互关系：

$$a_v = C_c \cdot \frac{\lg p_2 - \lg p_1}{p_2 - p_1} = \frac{C_c}{\Delta p} \lg \frac{p_2}{p_1} \tag{4-17}$$

压缩指数在重要建筑物地基沉降计算中有极其重要的意义。

3. 压缩模量和变形模量

压缩模量（或侧限压缩模量）是在有侧限条件下，压应力 σ_z 与该压应力作用下引起的竖向应变 ε_z 之比，以 E_s 表示，单位为 MPa。

$$E_s = \frac{\sigma_z}{\varepsilon_z} \tag{4-18}$$

压缩模量是压缩系数的函数，即

$$E_s = \frac{1 + e_1}{a_v} \tag{4-19}$$

变形模量是在无侧限条件下压缩时，竖向压应力与竖向压应变之比，以 E_0 表示。

$$E_0 = \sigma_z / \varepsilon_z \tag{4-20}$$

变形模量一般根据现场载荷试验确定(见第七章)。根据广义虎克定律:

$$\varepsilon_x = \frac{\sigma_x}{E_0} - \mu \frac{\sigma_y}{E_0} - \mu \frac{\sigma_z}{E_0} \tag{4-21}$$

将 $\sigma_x = \sigma_y = K_0 \sigma_z$ 和 $\varepsilon_x = \varepsilon_y = 0$ 代入上式,得

$$K_0 = \frac{\mu}{1 - \mu} \tag{4-22}$$

$$\varepsilon_z = \frac{\sigma_z}{E_0}(1 - \frac{2\mu^2}{1 - \mu}) \tag{4-23}$$

将侧限压缩条件 $\varepsilon_z = \sigma_z / E_s$ 代入上式,可得变形模量 E_0 与压缩模量 E_s 的关系式:

$$E_0 = \beta E_s \tag{4-24}$$

其中,$\beta = 1 - 2\mu K_0$。表 4-3 列出了 β、μ 的参考值。

表 4-3 μ、β 的经验值

土的种类和状态		μ	β
碎石土		0.15~0.20	0.95~0.90
砂　土		0.20~0.25	0.90~0.83
粉　土		0.25	0.83
粉质粘土	坚硬状态	0.25	0.83
	可塑状态	0.30	0.74
	软塑及流塑状态	0.35	0.62
粘土	坚硬状态	0.30	0.74
	可塑状态	0.35	0.62
	软塑及流塑状态	0.40	0.47

二、土的抗剪强度

1. 土的剪切破坏与摩尔－库仑定律

土的抗剪强度是指土抵抗剪切破坏的极限能力,是土的一个重要力学指标,也是分析土坡与地基稳定性,计算挡土墙压力及地基承载力的理论依据。

土体在自重与外力作用下,内部即产生了剪应力。土体中某一点,通过该点的某一面上的剪应力 τ 与该面上的抗剪强度 τ_f 相比较,有三种可能情况:

$\tau < \tau_f$,处于弹性平衡状态;

$\tau = \tau_f$,处于极限平衡状态;

$\tau > \tau_f$,发生剪切破坏。

因此,$\tau = \tau_f$ 是判断土体产生剪切破坏的临界标志,称为极限平衡状态。若土体中某点剪切面上的应力处于极限平衡状态,则称该面为剪裂面,剪裂面上的剪应力与土的抗剪强度相等。随着外荷载增大,土体内剪裂面将不断扩展,最终形成一个连续滑动面,使土体产生整体剪切破坏。

土的抗剪强度可以从剪切试验得到,它不是一个常数,而是随着法向压力的增加而增加。在直角坐标系中抗剪强度 τ_f 与法向应力 σ 的关系曲线称为抗剪强度曲线,在一般工程

中、常以直线近似取代曲线。砂土的抗剪强度为一通过原点的直线,用下式表示：

$$\tau_f = \sigma \mathrm{tg}\varphi \tag{4-25}$$

粘性土的抗剪强度曲线为一不过原点的近似直线,用下列直线方程拟合表示：

$$\tau_f = \sigma \mathrm{tg}\varphi + C \tag{4-26}$$

式中　τ_f——土的抗剪强度,MPa(或 kPa);

σ——法向应力,MPa(或 kPa);

φ——土的内摩擦角;

C——土的内聚力,MPa(或 kPa)。

式 4-25 和式 4-26 是库伦在 1776 年提出的,故统称为库仑摩擦定律。

2.剪切试验

剪切试验是测定土的抗剪强度的试验,常用的室内剪切试验方法有直剪试验、三轴试验两种,有关试验步骤请参阅《土力学》和《土工试验方法标准》(GBJ123-88)中的有关内容。

3.影响土抗剪强度的因素分析

(1)影响粗粒土抗剪强度的因素。由前面讨论可知,粗粒土的抗剪强度只有摩擦力,没有或只有极少凝聚力。摩擦力由三种力组成,即剪切时土粒接触面上的滑动摩擦力、颗粒间咬合产生的咬合摩擦力和土粒破碎及重新定向排列所受到的阻力等。因此,影响粗粒土抗剪强度的主要因素有土的粒度成分、颗粒大小、级配、形状及粗糙度、土的密度(孔隙比 e_0)、含水量及受荷条件与加荷速率等。

粗粒土的强度指标,对一般工程,可采用峰值强度的内摩擦角 φ,对于大应变情况宜采用残余强度的内摩擦角 φ_r。

(2)影响粘性土抗剪强度的因素。影响粘性土抗剪强度的因素主要有:

1)土的结构连接强度。土的结构连接强度取决于土中的含水量,含水量低,C、φ 值就大,反之则相反。土的结构性对强度的影响用灵敏度 S_t 表示:

$$S_t = \frac{q_u}{q_u'} \tag{4-27}$$

式中　q_u——原状土的无侧限抗压强度;

q_u'——重塑土的无侧限抗压强度。

灵敏度越大,土的结构性对强度的影响越大,故通常按灵敏度将粘性土分为:$S_t<2$,不灵敏粘土;$2\leqslant S_t<4$,中等灵敏粘土;$4\leqslant S_t<8$,灵敏性粘土;$8\leqslant S_t<16$,特别灵敏粘土。

2)应力历史对抗剪强度的影响。土的应力历史是指土受荷载作用的历史。根据应力历史的不同,土可分为正常固结土和超固结土两大类。正常固结土,其抗剪强度曲线为一通过原点的直线,超固结土的抗剪强度大于正常固结土,其强度曲线与纵坐标相交,只有当法向应力大于 p_c 时,超固结土的强度线才与正常固结土相同。

3)剪切条件的影响。剪切试验时法向压力的大小、排水条件、固结程度、剪切速率等都影响土的抗剪强度。有关这方面的内容详见《土力学》教材。

第四节　土的工程分类

土的工程地质分类是土体工程地质研究的重要内容。而土的工程地质分类本身具有复

杂性,制定分类标准无论在国外、国内各部门之间都存在一定的差别且均有其不同的分类依据,土的工程地质分类的目的在于:

(1)根据土的分类结果,可以大致判断土的基本工程性质,通过结合其他因素进行地基土承载力、抗渗流与抗冲刷稳定性及振动荷载作用下液化可能性的初步评价。

(2)根据土类,可以确定不同土类的研究方法,如黄土、膨胀土等都具有特定的研究方法。

(3)对于一般工程,可采用工程地质类比法,对同一土类可以减少试验数量和内容,从而节约大量的人力、财力与时间。

(4)当土的性质不能满足工程要求时,可以根据土的类型确定相应的地基处理方法。

一、土的工程地质分类的原则和形式

(一)土的工程地质分类的原则

土的工程地质分类应遵循以下原则:

(1)工程特性差异性原则。进行土的工程地质分类,首先应重视土的主要工程性质如强度、变形特性等,并运用影响土的工程特性的主要因素作为分类依据,从而使所划分的不同土类之间,在其各主要的工程特性方面有一定的质的或量的差别。

(2)地质成因、年代为基础的原则。土的工程性质受土的成因与形成年代的制约。土的某些物理、力学性质与土的形成地质历史具有一定的关系如应力历史等,所以在土的工程分类中也必须考虑其成因、地质年代等因素。

(3)分类指标简单易测原则。采用的分类指标,既要综合反映土的基本工程特性,又要在测定方法上简单可行,切不可寻求那些难以测定的指标,否则将有碍土分类的推广和应用。

(二)土的工程地质分类的基本形式

土的工程地质分类可分为一般分类、个别分类及部门分类三种基本形式。

一般分类(或称全面分类)包括了几乎所有种类的土,考虑土的主要工程地质特征,属于一种综合性分类方法。这种分类工程应用范围广泛,是土工程地质分类的基础。

个别分类是根据土的一个或较少几个专门特征,对部分土进行详细分类,如对砂类土按粒度组成或按密度进行分类。这种分类应用范围较窄,是一般分类的组成部分。

部门分类也称为专门分类,是根据某些工程部门的具体需要而进行的分类,它密切结合工程建筑类型要求,直接为工程建筑的设计与施工服务。如工业与民用建筑、铁路、公路、水利水电、港航等部门都有相应的土的分类规范,在本部门统一执行。

二、我国土的工程地质分类现状

我国于20世纪50年代中期开始,在水利电力、建筑工程、铁路及交通等工程部门,陆续开展了工程地质分类的研究。各部门的分类基本上是运用萨瓦连斯基以土的结构联结特征为主导因素的分类原则,具体用土的粒度成分或塑性指数作为分类标志,把土划分为砾石土(碎石土)、砂土及粘性土等三大基本类型。同时,根据某些特定的形成条件及其所具有的特殊工程性质,又划分出黄土、淤泥及淤泥质土、红粘土、膨胀土、冻土及人工填土等特殊土类。下面主要介绍《岩土工程勘察规范》(GB50021-94)、《土的分类标准》(GBJ145-90)和《建筑地基基础设计规范》(GBJ7-89)中土的分类方法。

(一)岩土工程勘察规范中土的分类

《岩土工程勘察规范》(GB50021-94)是根据国家计委综(1986)第250号文的通知,由建设部综合勘察研究设计院会同有关勘察、设计、科研和高校共18个单位在原《工业与民用建

筑工程地质勘察规范》(TJ21-77)基础上修订而成的强制性国家标准。该规程根据我国近年来的研究成果和工程实践经验,在砂土与粘性土两大类土之间划出一个粉土大类。这有利于有针对性地采取特殊的勘察试验方法,采取特有的评价指标,更加正确地提供该类土的设计参数和工程措施,反映了我国土类分布特点和我国岩土工程的实践经验,具有重要的工程意义和社会经济意义。各类土的划分标准如下:

(1)碎石土:粒径大于2mm的颗粒超过总质量50%的土,根据颗粒级配及形状按表4-4细分为漂石、块石、卵石、碎石、圆砾、角砾。

表4-4 碎石土分类

土的名称	颗粒形状	颗粒级配
漂石 块石	圆形及亚圆形为主 棱角形为主	粒径大于200mm的颗粒超过总质量50%
卵石 碎石	圆形及亚圆形为主 棱角形为主	粒径大于20mm的颗粒超过总质量50%
圆砾 角砾	圆形及亚圆形为主 棱角形为主	粒径大于2mm的颗粒超过总质量50%

注 定名时,应根据颗粒级配由大到小以最先符合者确定。

(2)砂土:粒径大于2mm的颗粒含量不超过总质量50%,根据颗粒的级配划分为砾砂、粗砂、中砂、细砂和粉砂(表4-5)。

(3)粉土:粒径大于0.075mm的颗粒不超过全部质量50%,且塑性指数等于或小于10的土。

(4)粘性土:塑性指数I_P大于10的土,按表4-6细分为粘土、粉质粘土。

(5)特殊性土:该规范中的特殊土包括湿陷性黄土、红粘土、软土、混合土、填土、多年冻土、膨胀岩土、盐渍土、残积土、污染土等。

表4-5 砂土分类

土的名称	颗粒级配
砾砂	粒径大于2mm的颗粒质量占总质量25%~50%
粗砂	粒径大于0.5mm的颗粒质量占总质量50%
中砂	粒径大于0.25mm的颗粒质量占总质量50%
细砂	粒径大于0.075mm的颗粒质量占总质量85%
粉砂	粒径大于0.075mm的颗粒质量占总质量50%

注 ①定名时应根据颗粒级配由大到小以最先符合者确定;
②岩砂土中,小于0.075mm的土的塑性指数大于10时,应冠以"含粘性土"定名,如含粘性土粗砂等。

(二)《土的分类标准》中土的分类方法

为统一土的鉴别、定名和描述,有利于土性的定性评价,由华北水利水电学院会同建设部中国建筑科学研究院等9个单位,根据原国家计委计综[1987]2390号文件的要求,编制了《土的分类标准》(GBJ145-90),作为土分类的统一标准自1991年8月1日起在全国执行。该标准在总结我国土分类经验的基础上,参考了国外先进标准,提出了工程用土(指工程勘察、建筑物地基、堤坝填料和地基处理等所涉及的土类)的概

表4-6 粘性土的分类

塑性指数I_P	土的名称
$I_P>17$	粘土
$10<I_P\leqslant17$	粉质粘土

注 确定塑性指数I_P时,液限以76g瓦氏圆锥仪入土深度10mm为准;塑限以搓条法为准。

念,工程用土可分为一般土和特殊土两大类。一般土是指巨粒土和含巨粒的土、粗粒土、细粒土,特殊土包括黄土、膨胀土和红粘土三类,其主要内容如下。

1. 土粒组的划分

土的粒组划分根据表 4-7 确定为巨粒、粗粒、细粒三类。

表 4-7　　粒组划分表

粒组统称	粒组名称	粒组粒径 d 的范围(mm)
巨　粒	漂石(块石)粒 卵石(碎石)粒	$d>200$ $60<d\leqslant200$
粗　粒	砾粒　粗砾 细砾 砂粒	$20<d\leqslant60$ $2<d\leqslant20$ $0.075<d\leqslant2$
细　粒	粉　粒 粘　粒	$0.005<d\leqslant0.075$ $d\leqslant0.005$

2. 巨粒土和含巨粒的土的分类与定名

巨粒土是指土总质量中巨粒组质量超过 50% 的土,若巨粒组质量为 15%～50%,则称其为巨粒混合土。巨粒土和含巨粒的土的分类由表 4-8 确定。

表 4-8　　巨粒土和含巨粒的土的分类

土　名	粒组含量	代　号	土　类
漂石	巨粒含量>75%,漂石粒>50%	B	巨粒土
卵石	巨粒含量>75%,漂石粒≤50%	Cb	
混合土漂石	巨粒含量大于 50%,小于 75%,漂石粒>50%	BSl	混合巨粒土
混合土卵石	巨粒含量大于 50%,小于 75%,漂石粒≤50%	CbSl	
漂石混合土	巨粒含量介于 50%～15%之间,漂石>卵石	Slb	巨粒混合土
卵石混合土	巨粒含量介于 50%～15%之间,漂石≤卵石	SlCb	

3. 粗粒土的分类

粗粒土是指粗粒组质量大于总质量的 50% 的土,可分为砾类土(砾粒组质量占总质量 50%以上)和砂类土(砾粒组质量小于或等于总质量的 50% 的土)两种类型,细分时都应根据细粒含量及类别、粒组级配综合定名(表 4-9、表 4-10)。

4. 细粒土的分类

试样中细粒组质量多于或等于总质量的 50% 的土称为细粒土。若粗粒组质量小于总质量的 25% 则称其为细粒土;若粗粒组质量占总质量的 25%～50%,则称该土为含粗粒的细粒土;若试样中含部分有机质则称为有机质土。细粒土的分类应根据塑性图来确定,塑性图是以土的液限 ω_L 为横坐标,以塑性指数 I_P 为纵坐标,目前有两种塑性图,其本质差别在于试验所用的液限仪锥尖入土深度不同,一者为 17mm,另一为 10mm,故形成的塑性图中的塑性指数与液性指数的回归方程式不同,鉴于目前土工试验大多采用质量为 76g、锥角为 30°的液限仪,锥尖入土深度为 10mm 对应的含水量为液眼,故本教材仅按其进行细粒土的分类,对应的塑性图如图 4-4 所示。

表 4-9　　砾类土的分类

土名	粒组含量		代号	土类
级配良好砾	细粒含量<5%	级配 $C_u \geqslant 5$ $C_c = 1 \sim 3$	GW	砾
级配不良砾		级配不同时满足上述要求	GP	
含细粒土砾	细粒含量 5%~15%		GF	含细粒土砾
粘土质砾	细粒含量>15% ≤50%	细粒为粘土	GC	细粒土质砾
粉土质砾		细粒为粉土	GM	

表 4-10　　砂类土的分类

土名	粒组含量		代号	土类
级配良好砂	细粒含量<5%	级配 $C_u \geqslant 5$ $C_c = 1 \sim 3$	SW	砂
级配不良砂		级配不同时满足上述两式	SP	
含细粒土砂	细粒含量 5%~15%		SF	含细粒土砂
粘土质砂	细粒含量>15% ≤50%	细粒为粘土	SC	细粒土质砂
粉土质砂		细粒为粉土	SM	

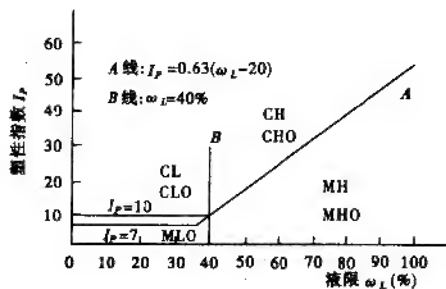


图 4-4　塑性图

根据图 4-4，并由表 4-11 确定细粒土的分类。

表 4-11　　细粒土按塑性图分类方法

土的名称	土的塑性指标在塑性图中的位置		代号
	塑性指数 I_P	液限 ω_L	
高液限粘土	$I_P \geqslant 0.63(\omega_L-20)$ 和 $I_P \geqslant 10$	$\omega_L \geqslant 40\%$	CH
低液限粘土		$\omega_L < 40\%$	CL
高液限粉土	$I_P < 0.63(\omega_L-20)$ 和 $I_P < 10$	$\omega_L \geqslant 40\%$	MH
低液限粉土		$\omega_L < 40\%$	ML

5．特殊土的分类

《土的分类标准》中将黄土、膨胀土、红粘土定为特殊土，对特殊土的分类和定名也参照特殊土塑性图进行。特殊土塑性图也有两种类型，本教材仅介绍液限仪锥尖入土深度为10mm对应的含水量为液限确定特殊土类别的方法(图4-5、表4-12)，对入土深度为17mm的判别条件和方法请读者参考有关文献，但特殊土的最终分类和定名尚应结合相应专门规程。

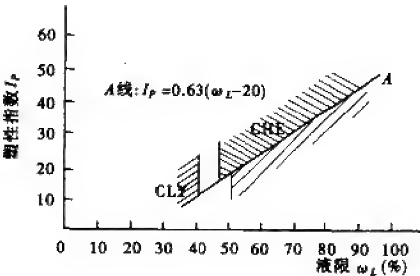


图4-5 特殊土塑性图

表4-12 特殊土判别表

土 名	土的塑性指标在塑性图中的位置		代 号
	塑性指数 I_P	液限 ω_L	
低液限粘土(黄土)	$I_P\geqslant0.63(\omega_L-20)$	$\omega_L<35\%$	CLY
高液限粘土(膨胀土)		$\omega_L>45\%$	CHE
高液限粘土(红粘土)	$I_P<0.63(\omega_L-20)$	$\omega_L>45\%$	MHR

(三)《公路路基设计规范》(JTJ013-36)中土的分类方法简介

交通部在1986年颁布的《公路路基设计规范》中，首先将土分为巨粒土、粗粒土、细粒土三种类型，有关确定方法参照表4-13、表4-14、表4-15和图4-6。

表4-13 巨粒土分类

土 组		细粒土和粗粒土(<60mm)含量(%)		漂石和卵石含量(%)	组符号
巨粒土	大于60mm颗粒占50%以上	不含土漂石	0~5		B
		不含土卵石			C_b
		微含土漂石	5~15		B－SL
		微含土卵石			C_b～SL
		含土漂石	15~50		B+SL
		含土卵石			C_b+SL
	大于60mm颗粒小于50%	不含石土		0~5	按粗粒土划分
		微含石土		5~15	SL－B SL－C_b
		含石土		15~50	SL+B SL+C_b

注 含土石中漂石或卵石的定名取决于何者占优势。

表 4-14　　粗粒土的分类

土组			细粒组（<0.074mm）含量（%）	组符号	土名
粗粒土（大于0.074mm颗粒占总土重50%以上）	砾类土（砾粒2～60mm占总土重50%以上）	砾	0～5	GW GP	良好级配砾 不良级配砾
		微含粉土砾 微含粘土砾	5～15	G－M G－C	良好级配/不良级配微含粉土砾 良好级配/不良级配微含粘土砾
		含粉土砾 含粘土砾	15～50	GM GC	含粉土砾 含粘土砾
	砂类土（砂粒占总土重50%以上）	砾类土分类体系中的砾字用砂字，符号G用S替换即可，对其中砾换成砂后的分类如下： 粗砂——粒径2～0.5mm的颗粒大于50%； 中砂——粒径0.5～0.25mm的颗粒大于50%； 细砂——粒径0.25～0.074mm的颗粒大于50%。			

表 4-15　　细粒土分类

土组			试验室鉴别：组符号	试验室鉴别：亚组符号	粗粒组（>0.074mm）含量（%）	液限（%）	土名
细粒土（小于0.074mm颗粒占总土重50%以上）	细粒土	粉质土	F　M	ML			粉土，按C细分（塑性图A线以下）
				CLM			粉质低液限土
				CIM			粉质中液限土
		粘质土	C	CL		<28	低液限粘土
				CI		28～50	中液限粘土
				CH			高液限粘土
				CV			很高液限粘土
	含粗粒土的细粒土	不含砾土	M－G	ML－G等	0～15	<28	按细粒土划分
		微含砾土	F－G		5～15	28～50	按C－G细分
			C－G	CL－G		50～70	微含砾低液限粘土
				CI－G		>70	微含砾中液限粘土
				CH－G			微含砾高液限粘土
				CV－G			微含砾很高液限粘土
		含砾土	MG	MLG	15～50	<28	按C－G细分
			FG	CLG		28～50	含砾低液限粘土
				CIG		50～70	含砾中液限粘土
			CG	CHG		>70	含砾高液限粘土
				CVG			含砾很高液限粘土
有机质土	含有机质的土组成后缀以符号“O”，例如MIO，有机质中液限粉土；P_t为泥炭						

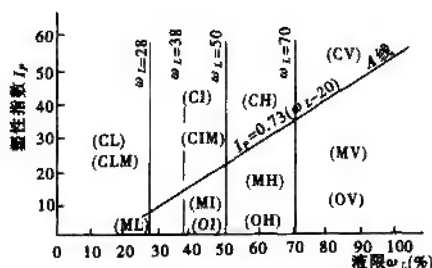


图 4-6 塑性图

三、土的鉴别与描述

土的野外鉴别是对土进行综合定名的组成部分，不同成因和沉积环境的土有其自身的特性。在工程地质勘察中，工程地质人员首先应根据现场勘探所取得的土样进行鉴别和描述，从而为在试验室土的试验的基础上综合定名奠定必要的基础。由于不同的规范，对土野外描述的要求、目的不同，其方法也略有差异，现主要介绍《岩土工程勘察规范》和《土的分类标准》中对土简易鉴别的方法和要求，以供使用者参考。

(一)《岩土工程勘察规范》中土的鉴别和描述方法

1. 土现场描述的内容

在岩土工程勘察规范中，对土的现场描述作了如下规定：

(1)碎石土应描述颗粒级配、形状、母岩成分、风化程度、充填物的性质和充填程度、密实度和层理特征等。

(2)砂土描述的内容有：颜色、矿物组成、颗粒级配和形状、粘性土含量、湿度、密实度及层理特征等。

(3)粉土应描述的内容为：颜色、颗粒级配、包含物、湿度、密实度、层理特征等。

(4)粘性土应描述土的颜色、包含物、土层结构、层理特征及状态等。

(5)特殊土除描述上述相应内容外，还应描述反映其特殊成分、状态、结构特征，如描述人工填土时应描述其物质成分、密实度和厚度的均匀程度、堆积时间等。

2. 土的鉴别方法

(1)碎石土野外鉴别方法。《岩土工程勘察规范》中，对碎石土的野外鉴别采用骨架颗粒含量、可挖性、可钻性三个指标来确定土的密实度，并将密实度分为密实、中密和稍密三类(表 4-16)。

(2)砂土密实度的确定。砂土密实度应根据钻探过程中所进行的标准贯人试验锤击数 N 确定，具体见表 4-17。

(3)规范中，根据孔隙比 e 的大小将粉土的密实度划分为稍密、中密和密实(表 4-18)；根据含水量 ω 的大小将粉土的湿度分为稍湿、湿、很湿三类(表 4-19)。

(二)《土的分类标准》中土的分类、鉴别方法

在《土的分类标准》中，提出了土的简易鉴别方法，即用目测法代替筛分法以确定土的组成及特征，根据强度、手捻、搓条、韧性和摇震反应等方法代替用仪器测定土的塑性，非常适

用于野外对土的定名。

表 4-16　碎石土密实度野外鉴别方法

密实度	骨架颗粒含量和排列	可挖性	可钻性
密实	骨架颗粒质量大于总质量的70%，呈交错排列，连续接触	锹镐挖掘困难，用撬棍方能松动，井壁一般较稳定	钻进极困难，冲击钻探时钻杆、吊锤跳动剧烈，孔壁较稳定
中密	骨架颗粒质量介于总质量的60%～70%，呈交错排列，大部分接触	锹镐可挖掘，井壁有掉块现象，从井壁取出大颗粒处，能保持颗粒凹面形状而不坍塌	钻进较困难，冲击钻探时钻杆、吊锤跳动不剧烈，孔壁有坍塌现象
稍密	骨架颗粒质量小于总质量的60%，排列混乱，大部分不接触	锹可以挖掘，井壁易坍塌，从井壁取出大颗粒后，砂性土立即坍落	钻进较容易，冲击钻探时、钻杆稍有跳动，孔壁易坍塌

表 4-17　按 $N_{63.5}$ 确定的砂土密实度

N 值	密实度	N 值	密实度
$N \leqslant 10$	松　散	$15 < N \leqslant 30$	中　密
$10 < N \leqslant 15$	稍　密	$N > 30$	密　实

表 4-18　按孔隙比确定粉土密实度

孔隙比 e	密实度
$e < 0.75$	密　实
$0.75 \leqslant e \leqslant 0.90$	中　密
$e > 0.90$	稍　密

表 4-19　按含水量确定粉土湿度

含水量	湿度
$\omega < 20$	稍湿
$20 \leqslant \omega \leqslant 30$	湿
$\omega > 30$	很湿

(4)粘性土的状态。粘性土根据液性指数 I_L 可分为坚硬、硬塑、可塑、软塑、流塑等状态类型(表 4-20)。

表 4-20　粘性土的状态

液性指数 I_L	状态
$I_L \leqslant 0$	坚硬
$0 < I_L \leqslant 0.25$	硬塑
$0.25 < I_L \leqslant 0.75$	可塑
$0.75 < I_L \leqslant 1$	软塑
$I_L > 1$	流塑

1. 简易鉴别方法

(1)目测法。将研散的风干样推成一薄饼状，凭目测估计土中巨、粗、细粒含量比，再由表 4-8～表 4-10 确定土名。

(2)干强度试验。将一小块土捏成土团，风干后用手指将团块捏碎、掰断或捻碎，由所用力的大小估计土的干强度，如很难或用力才能捏碎者为干强度高的土，易于捏碎和捻成粉末的土为干强度低的土。

(3)手捻试验。将稍湿或硬塑状的小土块放在手中揉捏，并用食指和拇指将土团捏成片状，凭手中的感觉和土片的光滑程度确定土的塑性，如手感滑腻、无砂、捻面光滑者为塑性高，反之为塑性低的土。

(4)搓条试验。将土放在手掌中搓成土条，视土条不发生断裂而能达到的最小直径的大

小确定土的塑性。若土条能搓成直径小于1mm则表示为高塑性，而若能搓成直径大于3mm的土条则该土为塑性低，介于1～3mm为塑性中等土。

(5)韧性试验。将含水量略大于塑限的土块放于手中揉捏均匀，然后在手掌中搓成3mm的土条，再揉成土团，根据再次搓条的可能性，将土划分为韧性高（能揉成土团，可再搓成土条）、韧性中等（可再揉成团，捏而不易碎者）及韧性低（勉强或不能再揉成团，稍捏或不捏即碎者）三种。

(6)摇震反应试验。将软塑至流动状态的土块捏成土球，放在手掌中反复摇晃，并以另一手掌振击此手掌，土中自由水渗出，球面呈现一定的光泽，用二手指捏土球，放松后水又被吸入，光泽消失，据渗水和吸水反应快慢，可区分为：①立即渗水及吸水者为反应快；②渗水及吸水中等者为反应中等；③渗水吸水慢及不渗不吸者为反应慢或无反应。

2. 细粒土的简易分类

根据上述简易鉴别方法，将细粒土分为低液限粉土、低液限粘土、高液限粉土和高液限粘土四类，具体鉴别方法见表4-21。

表4-21 细粒土的简易分类

半固态时的干强度	硬塑～可塑状态时的手捻感和光滑度	土在可塑状态时		摇震反应	土类代号
		土条最小直径(mm)	韧性		
低～中	粉粒为主，有砂感，稍有粘性，捻面较粗糙，无光泽	>3或3～2	低～中	快～中	ML
中～高	含砂粒，有粘性，稍有滑腻感，捻面较光滑，稍有光泽	2～1	中	慢～无	CL
中～高	粉粒较多，有粘性，稍有滑腻感，捻面较光滑，稍有光泽	2～1	中～高	慢～无	MH
高～很高	无砂感，粘性大，滑腻感强，捻面光滑，有光泽	<1	高	无	CH

3. 土状态描述内容

现场勘探中，工程地质人员应对所取土样进行土的状态描述，其内容主要有：

(1)粗粒土。应描述土颗粒的最大粒径，巨粒、砾粒、砂粒组的含量百分数；土颗粒磨圆度（圆、次圆、棱角或次棱角）；土颗粒的矿物成分、颜色、有机质及细粒土的成分等内容。

(2)细粒土。应描述土颗粒的最大粒径，粗粒土的含量百分数，土的颜色及有机质，土的湿度、状态、塑性及土的名称等内容。

习题与思考

1. 什么是土的塑性？有哪些指标评价土的塑性？
2. 影响粘性土抗剪强度的因素有哪些？
3. 试述压缩模量和变形模量的差异性。
4. 压缩系数和压缩指数有何异同？
5. 土的工程地质分类的原则是什么？

6. 正确理解《岩土工程勘察规范》中土分类的意义。

参考文献

[1] 罗国煜等. 工程地质基础. 南京:南京大学出版社,1990
[2] 钱家欢等. 土力学. 南京:河海大学出版社,1988
[3] 钱家欢等. 土工原理与计算. 北京:水利电力出版社,1994
[4] 丁金粟等. 土力学及基础工程. 北京:地质出版社,1992
[5] 中华人民共和国建设部. 岩土工程勘察规范. 北京:中国建筑工业出版社,1995

第五章　岩体的工程地质性质

岩体是一定工程范围内的自然地质体。它可以由不同成因的岩石组成，并在地质历史中经受各种内、外动力地质作用的改造和破坏，是被各种地质界面（断层、裂隙、层面等）切割所形成的一种多裂隙不连续介质。以岩体为工程建筑物地基或环境，并对岩体进行开挖和加固的工程（包括地面工程和地下工程）称为岩石工程。岩石工程范围内的岩体称为工程岩体。工程岩体按其荷载特征，可分为地基岩体、边坡岩体和地下洞室围岩三大类。

岩体中所存在的各种不连续的地质界面称为结构面。每一个结构面都具有一定的方向、规模、形态和特征。不同方向结构面相互组合切割岩体形成的不同几何形状和大小的块体称为结构体。结构面和结构体是岩体结构的两个基本要素。岩体结构主要指结构面和结构体的特性及它们之间的相互组合，是岩体在长期的成岩及形变过程中形成的产物，是岩体特性的决定因素。

岩体和岩块是两种工程地质性质明显不同的介质。岩块可以近似看作为一个连续完整的各向同性的均质介质，其变形和强度性质完全取决于岩块本身的岩性及其结构。而岩体的变形和强度特性则取决于结构面和结构体的工程地质特性。从工程地质观点，岩体的特征主要可以概括为以下几个方面。

(1)岩体是地质体的一部分，因此各种地质因素（如岩性、地质构造、水文地质条件、天然应力状态等）对岩体稳定性有很大的影响。另外我们在进行岩体工程地质研究时，不仅要研究其现状，还要研究其地质历史。

(2)岩体是包含不同岩石材料和各种不连续结构面的非均质各向异性的不连续介质。

(3)岩体的变形和强度受结构面和结构体特性的控制，并且主要取决于结构面的性质及其组合形式。

(4)岩体是一种流变体。在一定的应力作用下，岩体内部微观与宏观结构的滑移、位移和变形随时间而变化。

(5)岩体中存在着复杂的地应力场。岩体中的地应力通常主要由自重应力和构造应力组成。这些地应力（尤其是高地应力）的存在，使岩体的工程地质条件复杂化。

第一节　岩体的风化及风化岩体的特征

一、风化及风化作用

岩体的风化是指长期裸露在地表的岩体，经受太阳辐射热、大气、水及生物等作用，使岩石结构逐渐破碎、疏松或矿物成分发生次生变化的过程。引起这种变化的作用称为风化作用。根据风化作用的因素及性质可以把风化作用分为物理风化作用、化学风化作用和生物风化作用三种。

(1)物理风化作用。由于温度的变化、岩体中水的冻融或盐类物质的结晶膨胀使岩体机械破碎的过程称为物理风化作用。物理风化作用的结果，使岩体或岩石结构破坏，形成大小不一的岩块或风化碎屑，这只是一种机械破碎。如由不同矿物组成的岩石，当温度发生变化

时，岩石产生热胀冷缩，由于不同矿物具有不同的热导率，膨胀系数很不均匀，导致岩石内部产生应力，使晶体之间的联结力破坏，岩石逐渐破碎。另外，赋存于岩体裂隙中的水遇冷结冰，体积增大产生压力，使裂隙扩展，岩石破裂（冰劈作用）等等。

（2）化学风化作用。化学风化作用主要是指岩体在水、大气等因素的化学作用下所引起的破坏过程。其结果不仅使岩石结构破坏，而且化学成分发生变化，有新的次生矿物生成。

化学风化作用的主要因素是水、空气中的氧、二氧化碳及各种酸类。其作用方式有溶解、水化、水解和氧化作用等。如自然界的各种可溶性岩石（岩盐、石膏、石灰岩等），遇到水和空气作用后，可溶性成分被溶解带走。岩溶的形成过程正是如此。又如，硬石膏（$CaSO_4$）水化成石膏（$CaSO_4 \cdot 2H_2O$），黄铁矿（FeS_2）在水的参与下生成褐铁矿（$Fe_2O_3 \cdot nH_2O$）和硫酸（H_2SO_4）等等。

（3）生物风化作用。主要是由于生物对岩石和岩体产生的破坏作用。生物风化作用可以是化学的，也可以是物理的。如植物的根劈作用使岩石破坏，生物的新陈代谢及遗体腐烂所产生的酸类对岩石的腐蚀等等。

自然界中上述三种风化作用往往是相互联系，相互影响的，有时甚至同时存在。一般在干寒气候条件下以物理风化作用为主，在湿热环境中则以化学风化和生物风化作用为主。

二、影响岩石风化的因素

岩石风化是一个复杂的地质作用过程，是众多因素综合作用的结果。它不仅与风化作用的类型及风化营力的强弱有关，而且与岩石性质、地质构造、地下水、地形地貌及气候条件等因素有关。

（1）岩性。岩石的矿物成分和化学成分影响着风化作用的速度、风化程度及其产物。一般说来，地下深处形成的岩浆岩较地表条件下形成的沉积岩、变质岩易风化。岩浆岩中富含暗色矿物的基性岩较中、酸性岩易风化。沉积岩中碎屑岩类的风化速度取决于胶结物和碎屑物成分，一般硅质胶结、钙质胶结、泥质胶结物抗风化能力依次减弱。多矿物组成岩石较单矿物岩石易风化。

（2）岩石结构与地质构造。岩石结构影响风化作用的速度和风化程度。一般矿物成分相同的岩石，等粒结构的比不等粒结构抗风化能力要强些；细粒结构比粗粒结构抗风化能力强；晶质结构的岩石比非晶质结构的岩石抗风化能力差；深变质的比浅变质的要易风化；具有定向构造（片理、片麻理、流纹构造等）的岩石易风化。

地质构造破坏了岩体的完整性，增大透水性和风化作用的面积，促使了风化作用的深入和加快了岩石风化的速度。岩体中常见的球状风化、袋状风化深槽等都是风化作用沿地质构造发育的结果。

（3）地下水。地下水是岩石风化过程中一个十分活跃的因素，物理、化学、生物风化作用几乎都与水有密切联系。地下水的化学成分及其循环条件，对风化速度和程度有较大的影响。因为地下水可以促使岩石溶滤、水化、水解等作用的进行，地下水循环条件良好地区，往往形成较厚的风化壳。

（4）气候与地貌。气候湿热地区，温度很高，降水充沛，水溶液富含酸类物质，化学反应迅速，化学和生物风化作用就强烈。干寒地区温度低，降水少，含水岩石的冻融交替，物理风化作用较强。因此，特殊气候环境造成我国南方风化壳厚度一般比北方大，风化壳分带也比北方明显。地形上，高山地区比平原地区，向阳的山坡比阴坡风化作用要强。两岸阶地比河

漫滩及河床风化层厚。

另外，我国南方地区的一些红色粘土岩、砂质粘土岩(红层)等，在地表常温条件下，风化速度较快。一般新鲜岩石暴露几个小时即产生裂缝和剥落，应予以注意。

三、岩体风化程度的划分

风化作用是一种外动力地质作用。因此，自地表向地下深处，随着深度的增加，风化作用逐渐减弱。这样，在地壳表层就形成了一定厚度的风化岩层(或风化壳)。在风化岩层中不同深度岩石的风化程度不同。工程实践证明，不同风化程度的风化岩石具有不同的工程地质性质。研究岩体的风化程度，目的在于合理地利用风化岩体和确定建基面的高程等。

关于岩体风化程度的划分，水利水电部门习惯把风化岩层自地表向下依次划分为全风化、强风化、弱风化和微风化四个带。若岩石严重风化后形成极少保持原岩性质的土状物，则称为残积土。适用于工业与民用建筑工程地质研究的《岩土工程勘察规范》(GB50021-94)，把风化岩划分为全风化、强风化、中等风化和微风化四个带，并对硬质岩(单轴饱和极限抗压强度 $R_c>30$MPa)、软质岩($R_c<30$MPa)及残积土分别列举了其风化特征及风化程度参数指标(表 5-1)。《建筑地基基础设计规范》(GBJ7-89)根据风化程度把风化岩划分为微风化、中等风化和强风化(见表 5-2)。

值得强调的是风化带的划分应定性描述与定量划分相结合，并且尽可能利用有关现场试验手段(如岩石点荷载试验、触探试验等手段)综合研究。

第二节　岩体结构特征

一、结构面的成因类型及特征

结构面的成因不同，其性质及形态特征亦不同。结构面按其地质成因，可分为原生结构面、构造结构面和次生结构面三大类。

原生结构面指岩体在成岩过程中形成的结构面。如沉积岩的层理、层面、原生软弱夹层，假整合、不整合接触面等；火成岩的原生节理及侵入接触面等；变质岩的片理、片麻理等等。原生结构面还可以进一步分为沉积、火成和变质结构面。

构造结构面是在构造应力作用下岩体中形成的各种结构面。如断裂构造，由于其规模较大，性质较差，因此是最不利的软弱结构面之一。构造结构面中还有层间错动形成的软弱破碎带或挤压破碎带等，也是性质十分恶劣的构造结构面。

次生结构面是岩体受风化、卸荷及地下水等作用所形成的结构面。如风化裂隙、卸荷裂隙层间错动形成的泥化夹层等。

以上各种结构面的特征见表 5-3。

上述各种成因类型的结构面，按其规模可以分为五级：

Ⅰ级结构面：延伸几公里以上，破碎带宽度几米到几十米以上的区域性大断层，对区域稳定起控制作用。

Ⅱ级结构面：延伸几百米到几公里，破碎带宽在几米到几十厘米的结构面，对山体稳定起控制作用。

Ⅲ级结构面：延伸几十米至几百米，破碎带宽度在 1m 以内的结构面，通常是工程岩体稳定的边界条件。

表 5-1　　岩石按风化程度分类

岩石类别	风化程度	野外特征	压缩波速度 V_p(m/s)	波速比 K_v	风化系数 K_f
硬质岩石	未风化	岩质新鲜,未见风化痕迹	>5 000	0.9~1.0	0.9~1.0
	微风化	组织结构基本未变,仅节理面有铁锰质渲染或矿物略有变化。有少量风化裂隙	4 000~5 000	0.8~0.9	0.8~0.9
	中等风化	组织结构部分破坏,矿物成分基本未变,仅沿节理面出现次生矿物,风化裂隙发育,岩体被切割成 20~50cm 的岩块。锤击声脆,且不易击碎;不能用镐挖掘,岩心钻方可钻进	2 000~4 000	0.6~0.8	0.4~0.8
	强风化	组织结构已大部分破坏,矿物成分已显著变化。长石、云母已风化成次生矿物。裂隙很发育,岩体破碎。岩体被切割成 2~20cm 的岩块,可用手折断。用镐可挖掘,干钻不易钻进	1 000~2 000	0.4~0.6	<0.4
	全风化	组织结构基本破坏,但尚可辨认,并且有微弱的残余强度,可用镐挖,干钻可钻进	500~1 000	0.2~0.4	—
	残积土	组织结构已基本破坏。矿物成分除石英外,大部分已风化成土状,用锹、镐可挖掘,干钻易钻进,具可塑性	<500	<0.2	—
软质岩石	未风化	岩质新鲜,未见风化痕迹	>4 000	0.9~1.0	0.9~1.0
	微风化	组织结构基本未变,仅节理面有铁锰质渲染或矿物略有变化,有少量风化裂隙	3 000~4 000	0.8~0.9	0.8~0.9
	中等风化	组织结构部分破坏,矿物成分发生变化,节理面附近的矿物已风化成土状。风化裂隙发育。岩体被切割成 20~50cm 的岩块,锤击易碎,用镐难挖掘。岩心钻方可钻进	1 500~3 000	0.5~0.8	0.3~0.8
	强风化	组织结构已大部分破坏,矿物成分已显著变化,含大量粘土质矿物。风化裂隙很发育,岩体被切割成碎块,干时可用手折断或捏碎,浸水或干湿交替时可较迅速地软化或崩解。用镐或锹可挖掘,干钻可钻进	700~1 500	0.3~0.5	<0.3
	全风化	组织结构已基本破坏,但尚可辨认,并有微弱残余结构强度,可用镐挖,干钻可钻进	300~700	0.1~0.3	—
	残积土	组织结构已全部破坏,矿物成分已全部改变并已风化成土状,锹、镐易挖掘,干钻易钻进,具可塑性	<300	<0.1	—

注　①波速比 K_v 为风化岩石与新鲜岩石压缩波(纵波)波速之比。

②风化系数 K_f 为风化岩石与新鲜岩石饱和单轴抗压强度之比。

③岩石风化程度,除按表列野外特征和定量指标划分外,亦可根据地区经验按点荷载试验资料划分。

④花岗岩类的强风化与全风化,全风化与残积土的划分,宜采用标准贯入试验,其划分标准为 $N \geq 50$ 为强风化;$30 \leq N < 50$ 为全风化;$N < 30$ 为残积土。

表 5-2　　岩石风化程度的划分

风化程度	特　征
微风化	岩质新鲜,表面稍有风化迹象
中等风化	1. 结构和构造层理清晰 2. 岩体被节理裂隙分割成块状(20~50cm),裂隙中填充少量风化物。锤击声脆,且不易击碎 3. 用镐难挖掘,岩心钻方可钻进
强风化	1. 结构和构造层理不甚清晰 2. 岩体被节理、裂隙分割成碎石状(2~20cm),碎石用手可以折断 3. 用镐可以挖掘,手摇钻不易钻进

Ⅳ级结构面：一般延伸在几米范围内，未错动，不夹泥，往往控制和影响岩体结构类型，是岩体结构研究的重点。

Ⅴ级结构面：延伸性差、破碎带宽度小、分布随机的细小裂隙等，对岩体结构类型有一定影响。

对上述各种不连续结构面，野外调查的主要内容有：结构面的方位、间距、密度、延续性、粗糙度、侧壁强度、张开度、充填物、渗流特性及结构面组数、块体大小等。

表 5-3　　岩体结构面类型及其特征

成因类型		地质类型	产　　状	分　　布	性质及评述
原生结构面	沉积结构面	1. 层理、层面 2. 原生软弱夹层 3. 不整合面、假整合面	除不整合面外，一般与岩层产状一致，为层间结构面	在海相及陆相岩层中广泛分布。前者分布稳定，后者常呈交错层，易尖灭	层理、层面平整，一般结合良好。在河谷卸荷及风化带中，易被拉开，充填次生泥质。沉积间断及不整合面波状起伏，常呈地下水渗流通道
	火成结构面	1. 侵入岩与围岩接触面 2. 岩脉、岩墙与围岩接触面 3. 原生节理 4. 多旋回的喷溢面及流层	产状受侵入岩体形状控制，方位不稳定，岩脉受构造结构面控制	接触面沿侵入体与围岩界限分布，延伸较远。原生节理及流层广布于岩体中，短小、密集	接触面多表现为混熔接触及破碎接触。前者工程地质性质良好，后者为地下水渗流和加剧深风化的通道，工程地质性质较差。当破碎接触面倾角缓且有泥质充填时，对地基岩体稳定不利
	变质结构面	1. 片理、板理、片麻理、千枚理等 2. 片岩软弱夹层	产状与岩层和构造线方向一致	片理、片麻理等短小、密集，平行岩层或构造线方向展布	结构面常呈平直、波状、光滑、连结紧密。云母、绿泥石、石墨、滑石等软弱夹层，岩性软弱，强度低，在水的作用下，性状易变差，缓倾角者，对地基及地下工程岩体稳定不利
构造结构面		1. 断层、裂隙 2. 层间错动面或层间挤压破碎带 3. 劈理、隐蔽裂隙	构造结构面在各类岩体中普遍存在，产状与构造线呈一定关系	压性断裂，规模大，延伸远，沿走向与倾向呈舒缓波状；扭性断裂平直，延伸较远；张性断裂短小，呈弯曲及锯齿状	软弱结构面，如断层泥（或泥化带）、软弱糜棱岩、构造粘土岩等，性状差、力学强度较低，是控制岩体稳定的主要因素
次生结构面		1. 卸荷裂隙 2. 风化裂隙 3. 风化夹层 4. 层间错动的泥化夹层 5. 裂面次生填泥	受地形及原生结构面控制	分布在地表风化带及河谷卸荷带内，呈现连续状、透镜状，延伸性较差	由于松软或松散的泥质物充填，构成不利的工程地质条件，特别是泥化夹层是控制岩体稳定的主要因素

注　本表摘自《岩石坝基工程地质》，略有删改。

二、软弱夹层及泥化夹层

软弱夹层及泥化夹层是岩体结构面中性质较差，对岩体变形和稳定性影响较大的一类结构面。

软弱夹层是指坚硬岩层之间所夹的力学强度低、泥炭质含量高、遇水易软化、厚度较薄、延伸较远的软弱岩层。软弱夹层受层间错动地质构造作用及地下水改造作用后被泥化的部分称为泥化夹层。泥化夹层一般发育在层间错面及断层面附近，是一种性质非常软弱的结构面。实践证明，软弱夹层、泥化夹层是控制岩体稳定（尤其是抗滑稳定）极端重要的因素，国内外很多工程失事皆与此有关。

（一）软弱夹层的成因和分类

软弱夹层按成因也可以划分为原生型、构造型和次生型三类。如沉积岩中的粘土岩夹层，火成岩中的基性、超基性岩脉，断层破碎带等等。

软弱夹层的分类目前尚无统一标准。水利水电建设中常根据软弱夹层的形态及岩性组

合等分类。如根据其形态可分为破碎夹层、破碎夹泥层、片状破碎层、泥化夹层等。根据其岩性组合可分为粘土岩夹层、粘土质砂岩夹层、炭质夹层、凝灰岩夹层、风化泥岩夹层、各种软弱片岩夹层及各种泥化夹层等等。

(二)泥化夹层的形成及其特征

软弱夹层经过一系列地质作用变成塑泥的过程称为泥化。因此,泥化的标志是其粘粒含量增加,天然含水量大于或等于塑限,因而泥化夹层具有含水量高、密度小、强度低、变形大等特点。泥化夹层的形成过程比较复杂,最常见的层间错动泥化夹层的形成条件为:

(1)物质基础。泥化夹层形成的物质基础是粘土矿物含量较高的软弱夹层的存在。大量有关泥化夹层矿物成分分析结果表明,泥化夹层的粘土矿物与其母岩(软弱夹层)的矿物组成具有明显的一致性。如葛洲坝工程坝基的泥化夹层以蒙脱石矿物为主,而小浪底泥化夹层的粘土矿物则以伊利石为主,这些都与其母岩中粘土矿物成分具有密切联系。

(2)构造作用。缓倾角软硬相间的地层组合,在构造应力作用下易产生层间错动,错动面上的岩石被辗磨错碎成细粒或粉末状,遇水极易产生泥化。因此,层间错动构造作用是泥化夹层形成的控制性条件。

(3)地下水的作用。岩体内地下水的作用,使层间错动带内被辗磨错碎的细粒物质进一步泥化形成泥化夹层。因此,地下水的泥化改造作用是泥化夹层形成的一个重要因素。

泥化夹层与其母岩软夹层相比较,其主要特征是粘粒含量明显增多,结构松散,密度变小,含水量接近或超过塑限,力学强度极为软弱。为了比较合理地确定泥化夹层的抗剪强度指标,通常根据泥化夹层中碎屑物质含量对其进行结构分类。如全泥型、泥夹碎屑型、碎屑夹泥型、碎屑型等,然后确定不同结构类型的抗剪强度参数。再根据各种结构类型分布的权重等综合确定滑动面上的参数指标。

三、岩体结构类型

为了揭示岩体的力学特性及评价岩体稳定性的需要,根据结构面对岩体的切割程度及结构体的组合形式,岩体结构可以划分为不同的类型,各类型有其对应的岩体结构特征。岩体结构理论最早把岩体结构划分为整体块状结构、层状结构、碎裂结构、散体结构四大类八个亚类。《岩土工程勘察规范》(GB50021-94)在此分类基础上,规定岩体按结构类型划分为整体状、块状、层状、碎裂状和散体结构五种类型,其各类型特征见表5-4。

第三节　岩体的力学性质

一、岩体的主要物理性质

岩体的物理性质,主要取决于其组成岩石的物理性质。

(一)岩石的基本物理性质

岩石的基本物理性质主要指岩石的比重、密度、孔隙率,其物理意义与前述土的基本物理性质相同,不再赘述。

(二)岩石的吸水性

岩石的吸水性主要指岩石的吸水率、饱和吸水率、饱和系数、耐冻性等。

(1)吸水率。吸水率是在常温常压条件下,岩石吸入水的质量与试样固体质量的百分比。通常用自由浸水方式求岩石吸水率。

表 5-4　　岩体按结构类型分类

岩体结构类型	岩体地质类型	主要结构体形　状	结构面发育情况	岩土工程特征	可能发生的岩土工程问题
整体状结构	均质、巨块状岩浆岩、变质岩、巨厚层沉积岩、正变质岩	巨块状	以原生构造节理为主，多是闭合型，裂隙结构面间距大于1.5m，一般不超过1～2组，无危险结构面组成的落石掉块	整体性强度高，岩体稳定，可视为均质弹性各向同性体	不稳定结构体的局部滑动或坍塌，深埋洞室的岩爆
块状结构	厚层状沉积岩、正变质岩，块状岩浆岩、变质岩	块状 柱状	只具有少量贯穿性好的节理裂隙，裂隙结构面间距0.7～1.5m，一般为2～3组，有少量分离体	整体强度较高，结构面互相牵制，岩体基本稳定，接近弹性各向同性体	不稳定结构体的局部滑动或坍塌，深埋洞室的岩爆
层状结构	多韵律的薄层及中厚层状沉积岩、副变质岩	层状 板状 透镜体	有层理、节理、片理，常具有层间错动面	接近均一的各向异性体，其变形及强度特征受层面及岩层组合控制，可视为弹塑性体，稳定性较差	不稳定结构体可能产生滑塌，特别是岩层的弯张破坏及软弱岩层的塑性变形
碎裂状结构	构造影响严重的破碎岩层	碎块状	断层、断层破碎带、片理、层理及层间结构面较发育，裂隙结构面间距0.25～0.5m，一般在3组以上，由许多分离体形成	完整性破坏较大，整体强度很低，并受断裂等软弱结构面控制，多呈弹塑性介质，稳定性很差	易引起规模较大的岩体失稳，地下水加剧岩体失稳
散体状结构	构造影响的断层破碎带、强风化带、全风化带	碎屑状 颗粒状	断层破碎带交叉，构造及风化裂隙密集，结构面及组合错综复杂，并多充填粘性土，形成许多大小不一的分离体	完整性遭到极大破坏，稳定性极差，岩体属性接近松散体介质	易引起规模较大的岩体失稳，地下水加剧岩体失稳

$$\omega_1 = \frac{G_{\omega 1}}{G_S} \times 100\% \tag{5-1}$$

式中　ω_1——岩石的吸水率，%；

$G_{\omega 1}$——吸水质量，g；

G_S——绝对干燥的岩石质量，g。

(2)饱和吸水率。饱和吸水率是指在强制状态下岩石的最大吸水量与试样固体质量的百分比。通常是把岩石干燥后置于真空中保存，然后再放入水中，或在相当大的压力(150个大气压)下浸水或用煮沸法，使水浸入全部开口的孔隙中去，此时测得的吸水率称为饱和吸水率。

$$\omega_2 = \frac{G_{\omega 2}}{G_S} \times 100\% \tag{5-2}$$

式中　ω_2——岩石的饱和吸水率，%；

$G_{\omega 2}$——饱和吸水质量，g；

G_S 含义同前。

(3)饱和系数。指岩石的吸水率与饱和吸水率之比。

$$K_\omega = \frac{\omega_1}{\omega_2} \tag{5-3}$$

式中　K_ω——岩石的饱和系数；

ω_1、ω_2 含义同前。

(4)耐冻性。耐冻性是指岩石在潮湿或浸水的状态下，经受多次冻结与融化，结构不破坏、强度不降低的性质。岩石的饱和系数是岩石耐冻性的间接指标。饱和系数愈大，岩石的

耐冻性愈差(见表5-5)。

表5-5　　用饱和系数 K_w 判定岩石的耐冻性

岩石种类	耐冻岩石	不耐冻岩石
一般岩石的理论值	$K_w<0.9$	$K_w\geq0.9$
粒状结晶、孔隙均匀的岩石	$K_w<0.8$	$K_w\geq0.8$
孔隙不均匀或呈层状分布、有粘土物质充填的岩石	$K_w<0.7$	$K_w\geq0.7$

常见岩石的物理性质指标见表5-6。

表5-6　　岩石的物理性质指标

岩石名称	比重	天然密度(g/cm^3)	孔隙率(%)	吸水率(%)	饱和系数
花岗岩	2.5~2.84	2.3~2.8	0.04~2.80	0.10~0.70	0.55
闪长岩	2.6~3.1	2.52~2.96	0.25左右	0.3~0.38	0.59
玄武岩	2.5~3.3	2.6~3.1	0.3~21.8	0.3左右	0.69
砂　岩	1.8~2.75	2.2~2.6	1.6~28.3	0.2~7.0	0.60
石灰岩	2.48~2.76	1.8~2.6	0.53~27.0	0.10~4.45	0.35
片　岩	2.6~2.9	2.3~2.6	0.02~1.85	0.10~0.20	0.92
辉绿岩	2.6~3.1	2.53~2.97	0.29~1.13	0.8~5.0	
泥灰岩	2.7~2.8	2.3~2.5	16.0~52.0	2.14~8.16	
片麻岩	2.6~3.1	2.6~2.9	0.3~2.4	0.10~0.70	
大理岩	2.7~2.87	2.7左右	0.1~6.0	0.10~0.80	

二、岩体的力学性质

岩体中由于各种结构面的存在,使岩体的强度及变形性质与岩块的力学性质有很大的差异。一般岩体较岩块易于变形,而且其强度明显低于岩块的强度。

(一)岩体的强度特性

由于建筑物的地基是岩体,因此工程设计一般需要考虑岩体的强度。岩块的强度只是评价岩体强度的一个方面。岩体的强度主要取决于岩体内部结构面的数量、方向、规模及性状。以下简要介绍在各种应变下岩块与岩体的强度。

1.抗压强度

岩块的抗压强度是岩块承受压应力达到破裂时的最大应力值。习惯上抗压强度只是指单向压缩情况下标准试验的瞬时强度极限,也就是用使试样破坏的极限轴向压力来表示。通常是把试样放在压力机上加压测定岩块的抗压强度(R_C)。在天然含水量或风干状态下测得的极限抗压强度称为干极限抗压强度;在饱和浸水状态下测得的极限抗压强度称为饱和极限抗压强度。饱和极限抗压强度与干极限抗压强度之比称为岩石的软化系数。软化系数是岩石软化性(耐风化、耐水浸的能力)的定量描述指标,当岩石软化系数小于0.75时,为易软化岩石。

考虑到结构面对岩体强度的影响，岩体的抗压强度(R_C')可以近似地采用下式计算

$$R_C' = K \cdot R_C \tag{5-4}$$

式中　K——岩体的完整性指数，其值为岩体纵波速与岩块纵波速之比的平方。

工程上在评价基岩地基承载力时，通常根据岩块的单轴饱和极限抗压强度(R_w)结合结构面发育程度，打一折减系数后作为地基承载力值。根据葛洲坝的资料，对裂隙较发育的半坚硬砂岩，其岩体的抗压强度约为岩块抗压强度的1/6，裂隙发育的软弱粘土岩，其岩体抗压强度约为岩块抗压强度的1/12。

2.抗拉强度

岩块的抗拉强度是指在单向拉伸条件下导致岩石粘结性破坏的极限应力值。通常用拉伸法或劈裂法试验测定，也可用岩石点荷载试验测定。岩块的抗拉强度大约为单轴抗压强度的3%～5%(见表5-7)。岩体中由于各种结构面的存在其抗拉强度就更低。一般岩体越软弱，其抗拉强度愈低，软弱结构面上的抗拉强度通常只有10^{-2}MPa的量级。因此，在岩体稳定性计算中，对有泥质充填的软弱结构面，其抗拉强度可以不予考虑。

3.三轴应力作用下岩体的强度

三维压缩应力条件下的岩体破坏问题是很复杂的。三轴试验中，由于最小主应力σ_3的作用可以阻止破裂发育，因此岩体的三轴压缩试验强度比单轴压缩试验强度高。由于地基岩体一般是有侧限约束的，因此从三维应力状态考虑地基岩体的承载力和抗剪强度更为合适。

表5-7　岩石抗拉强度(Rt)、抗剪强度(τ)与抗压强度(Rc)之间经验关系

岩石名称	Rt/Rc	τ/Rc
花岗岩	0.028	0.068～0.09
石灰岩	0.059	0.06～0.15
砂　岩	0.029	0.06～0.078
斑　岩	0.033	0.06～0.064

4.抗剪强度

抗剪强度是岩体在外力作用下一部分岩体沿另一部分岩体滑移时所具有的抵抗剪切破坏的能力。该强度是岩体抗滑稳定分析中一个很重要的参数指标。目前为了获取可靠的岩体抗剪强度资料，工程上通常采用现场大型试验的方法测定岩体的抗剪强度。岩体的抗剪强度实质上是指结构面的抗剪强度。常用结构面上的内摩擦角(φ)和凝聚力(C)表示，而结构面上的摩擦系数$f=\mathrm{tg}\varphi$。根据国内大量试验成果：一般具有不同充填物的结构面，其强度指标相差很大。大概可以归纳为：

(1)结构面胶结良好(硅质、钙质、铁质胶结)，未受风化影响，其强度高，摩擦系数$f>0.80$。

(2)闭合而无充填的结构面，其抗剪强度取决于岩石成分和结构面的粗糙度，强度较高，$f=0.50\sim0.80$。

(3)结构面有泥膜或夹泥充填，厚度很薄，且小于结构面的起伏差时，$f=0.40\sim0.60$。

(4)结构面平直光滑，泥质或碎屑物充填，厚度较大的结构面，强度低，$f<0.40$；一般全泥质充填的结构面摩擦系数为0.20～0.25。

凝聚力的取值一般与结构面的充填物质及其胶结情况有关。一般硅、钙质充填，而且胶结良好的，自然凝聚力就高；泥质充填相对较低；无充填时凝聚力为0。凝聚力的大小常用抗剪试验确定。常见岩石的力学强度指标的经验值见表5-8。

表 5-8　　常见岩石力学强度的经验值

岩石名称	地质年代	饱和抗压强度(MPa)	摩擦系数 f	凝聚力 C(kPa)
花岗岩	燕山期	160.0	0.70	31
花岗闪长岩	三叠纪	116.1	0.64	5
云母石英片岩	前震旦纪	113.0	0.55	28
千枚岩	前震旦纪	8.9	0.78	25
大理岩	前震旦纪	63.7	0.60	51
石英砾岩	泥盆纪	126.2	0.69	10
石英砂岩	震旦纪	165.8	0.49	54
白云质泥灰岩	奥陶纪	87.2	0.67	5
薄层灰岩	奥陶纪	106.3	0.75	22
蠕状灰岩	奥陶纪	87.8	0.70	23
泥灰岩	石炭纪	128.3	0.60	21
石英砂岩	寒武纪	68.1	0.54	13
砂岩	寒武纪	108.9	0.82	2
中粒砂岩	寒武纪	39.9	0.75	3
砂质页岩	侏罗纪	104.4	0.69	39
页岩	侏罗纪	43.8	0.70	47

(二)岩体的变形特性

1.表征岩体变形特征的主要参数

表征岩体变形特征的参数主要有变形模量(E_0)、弹性模量(E)和泊松比(μ)。

(1)变形模量与弹性模量。变形模量与弹性模量是表征岩体变形特性的两个重要指标。在实际工程设计中,人们最关心的是岩体的变形特性。岩体变形曲线已经表明,岩体变形的弹塑性特征较岩石更为显著。如图 5-1,岩体在反复荷载作用下,对应于每一级压力的变形,均有弹性变形 ε_e 和塑性变形 ε_p 两部分。

变性模量是作用在岩体上的总应力 σ 与总应变 ε($\varepsilon=\varepsilon_e+\varepsilon_p$)之比,即

$$E_0=\frac{\sigma}{\varepsilon}=\frac{\sigma}{\varepsilon_e+\varepsilon_p} \tag{5-5}$$

而弹性模量是作用在岩体上的总应力 σ 与弹性变形 ε_e 之比,即

$$E=\frac{\sigma}{\varepsilon_e} \tag{5-6}$$

显然,弹性模量取决于可恢复的弹性变形,而变形模量则取决于总变形。在线性弹性材料中,变形模量等于弹性模量。对弹塑性的软弱岩体,因其塑性变形大,则变形模量远低于弹性模量。岩体弹性模量的测定方法有动力法和静力法两种。静力法试验能较好地模拟地基岩体的工作条件,比较真实地反映岩体的应力—应变关系。但静力法试验时间长、耗资大。动力法是根据弹性波速(地震波、声波)在岩体中的传播速度来表征其力学特性的,方法简便快速,可以在岩体未扰动情况下进行大量岩体的动弹模测试。中小型工程通常根据动弹模 E_d 打一个折减系数(与岩体完整性有关)得到静弹模 E_j,但 E_d 和 E_j 关系随着岩性不同及岩体破碎程度的差异,其相关曲线与经验公式有别。

(2)泊松比(μ)。在单轴抗压试验中,岩体沿作用力方向产生纵向应变ε_y,垂直作用力方向则产生横向应变ε_x,横向应变与纵向应变的比值即为泊松比。即

$$\mu = \varepsilon_x / \varepsilon_y \tag{5-7}$$

泊松比可以用测ε_x与ε_y求得,也可以用弹性波测试法测岩体的纵波速V_p及横波速V_s求得:

$$\mu = (V_p^2 - 2V_s^2)/2(V_p^2 - V_s^2) \tag{5-8}$$

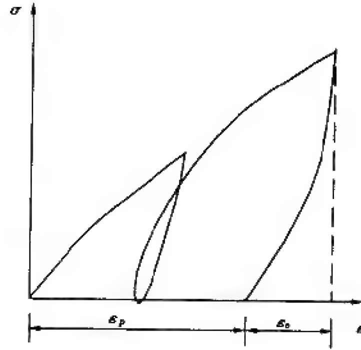


图 5-1 岩体的弹性变形(ε_e)与塑性变形(ε_p)

2. 岩体的应力—应变曲线

岩体的变形包括结构面变形和结构体变形两部分。根据大量的岩体现场试验资料分析,岩体的应力-应变曲线大体上可归纳为图5-2中的五种类型。这五种类型的主要特征是强化(塑-弹)及屈服(弹-塑)两种现象。它反映了岩体是同时具有弹性性能和塑性性能的弹塑性介质。

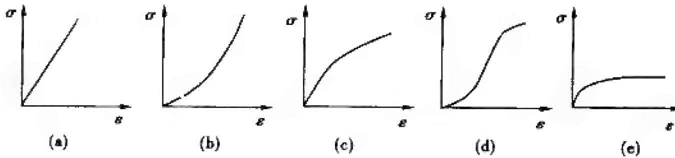


图 5-2 岩体的应力-应变关系曲线

(a)弹性变形 (b)塑-弹性变形 (c)弹-塑性变形 (d)塑-弹-塑性变形 (e)塑性变形

(1)弹性变形。当岩体中裂隙闭合或胶结良好时,岩体的变形受完整的岩块所控制,其应力-应变曲线呈直线关系。该类岩体的变形模量或弹性模量大体是个常数,基本上不随应力增加而变化。

(2)塑—弹性变形。当岩体内裂隙比较发育时,在加荷初期,结构面变形起主导作用,逐渐压密后,岩体抵抗变形能力增强,应变值减小,应力增到一定程度时,可接近于弹性变形。实际上可理解为两个阶段,一是岩体裂隙的压密阶段;二是近似直线的变形阶段。该类岩体,在一定区间内,其变形模量及弹性模量随应力增加而增加。

(3)弹—塑性变形。对于硬软相间的层状岩体或含有软弱结构面的岩体,在加荷初期作用力不大时,表现为岩体起抵抗变形的作用。当荷载继续增加时,软弱结构面的变形迅速增大。这类岩体的变形模量与弹性模量随应力增加而衰减,在较高应力下趋近于常数。

(4)塑—弹—塑变形。当岩体内结构面交替出现,且深部有较大的软弱结构面时,在荷载作用下,表部裂隙很快压密,岩块阻抗变形,如果荷载加大,则深部裂隙压缩,形成变形速率时大时小的变化。

(5)塑性变形。在含泥质较多的松软岩体中随着荷载的增加,应变值增大,直至极限强度而破坏,其变形模量随着应力增加而减小。

（三）岩体的流变特性

岩体在外部条件不变的情况下，应力或应变随时间变化的性质，称为岩体的流变性。流变性通常表现为岩体的蠕变和松弛。

蠕变是指在应力一定的条件下，岩体的变形随时间的持续而增加的现象。

松弛是指在变形保持一定的条件下，岩体中的应力随时间的增长而减小的现象。

岩体的流变特性，特别是蠕变，往往在应力值不很高的情况下能够造成岩体变形或破坏。一些软弱岩体（页岩、泥岩等）和软弱结构面往往具有很显著的流变性。而这些岩体和结构面又是工程上经常遇到的，因此关于岩体流变特性的研究，具有重要的理论和实际意义。

典型的流变曲线，大体可以分为三个阶段（图 5-3）：

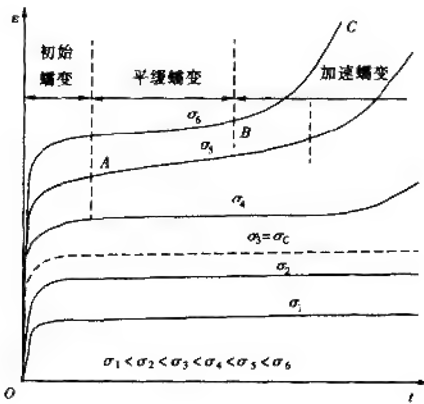


图 5-3 不同应力条件下岩体的蠕变曲线

（1）初始蠕变阶段（OA 段）。其特点是变形速度逐渐减小，至 A 点达到最小值。

（2）平缓蠕变阶段（AB 段）。其特点是变形缓慢平稳、变形速度不变，一直持续到 B 点。

（3）加速蠕变阶段（BC 段）。其特点是变形速度加快直至岩体破坏。

研究表明，岩体的蠕变有两种情况，当岩体在某恒定较小压力值作用下，只出现第一或第二阶段的蠕变，并不引起岩体的破坏。当应力值超过某一数值时（图 5-3 中 σ_c），才出现加速蠕变阶段而导致岩体破坏。通常把出现蠕变破坏的最低应力值，称为长期强度。

岩体的长期强度取决于岩石与结构面的性质及含水量等因素。根据有关现场试验资料，软弱岩体和泥化夹层的长期抗剪强度（f_c）与短期强度（f_0）的比值约为 0.8（表 5-9），大体上相当于剪切试验的屈服值与峰值之比。

表 5-9 软弱岩体的长期强度

工程名称	岩层类型	主要矿物	f_c	f_c/f_0
330	粘土质粉砂岩/混凝土		0.87	0.80
330	粘土岩泥化夹层(202)	伊利石、绿泥石、高岭石、蒙脱石	0.20	0.87
330	粘土岩泥化夹层(308)	蒙脱石、伊利石、高岭石	0.16	0.84
大冶铁矿	软弱夹层	绿泥石	0.42	0.79
抚顺煤矿	软质泥灰岩	蒙脱石	0.18	0.78
抚顺煤矿	灰白色粘土岩泥化夹层	蒙脱石	0.158	0.81
抚顺煤矿	紫红色粘土岩泥化夹层	蒙脱石	0.176	0.79
抚顺煤矿	棕红色粘土岩泥化夹层	伊利石	0.192	0.78

第四节　岩体中的地应力

岩体内部在天然状态下的地应力称为天然应力或初始应力。地应力是地基及边坡岩体和地下工程围岩稳定性分析中一个重要的地质因素。

一、初始地应力的组成

岩体中的初始地应力主要由岩体自重应力和构造应力等组成。地应力主要来源于沉积作用、结晶作用、变质作用、放射性元素衰变作用、水解作用以及地壳运动等。因此，地壳内部不同部位其初始地应力不同。

(1)自重应力。自重应力是指由于重力场在岩体内部形成的地应力。在距地表深度为 H 处的岩体应力状态为：

垂直应力　　$$\sigma_v = \gamma \cdot H \tag{5-9}$$

水平应力　　$$\sigma_h = \frac{\mu}{1-\mu}\sigma_v = \lambda\sigma_v \tag{5-10}$$

式中　γ——岩体的密度；

μ——岩体的泊松比；

λ——侧压力系数。

对于大多数坚硬岩体，$\mu = 0.2 \sim 0.3$，$\lambda = 0.25 \sim 0.43$，$\sigma_h \approx \frac{1}{3}\sigma_v$；对于地下深处的软弱岩体，其 λ 近似等于1，岩体处于静水压力状态。

(2)构造应力。构造应力是由地壳运动在岩体内部形成的地应力。构造应力的分布及大小是较复杂的，其主要特征是具有很强的方向性。

自然界的岩体，由于经历过漫长的地质作用历史，受到多期构造运动的影响，形成了一种非均质各向异性地质体。因此，岩体内的地应力是一个较复杂的应力场。要了解岩体中的应力状态，通常采用现场实测或根据规范进行评估的方法。目前地应力测试的方法主要有钻孔地应力解除法、水压张裂法、岩组分析法和声发射法等。中小型工程缺乏测试资料时，可按国标《工程岩体分级标准》(GB50218-94)规定的方法进行评估。

在土体地基中，除了自重应力外，还存在附加应力。附加应力是由于地表建筑物荷载的作用，在土体中产生的应力。首先，其分布规律与自重应力不同。地表荷载通过面积有限的基础传给地基后，即可发生应力扩散，随着深度的增加，荷载分布的面积也增大，使附加应力值愈来愈小。其次，附加应力能使地基产生新的变形，严重者可造成建筑物地基破坏。

二、地应力分布的一般特点

由于受断裂构造、地形、地貌及地层岩性等因素的影响，初始地应力在地壳浅部的分布比较复杂，根据部分工程资料分析，概括如下：

(1)岩体中的初始应力场是三向不等压的空间应力场。大量实测资料表明，近水平的构造应力，在初始应力场中总是占主导地位。一般最大水平应力大于垂直应力，最小水平应力则变化较大。如长江三峡工程的石英闪长岩体中，当上覆岩体厚度为120m时，实测垂直应力约为3.3MPa，最大水平应力约为14.0MPa，其侧压力系数为3.8，最小水平应力为0.4MPa。在构造运动比较轻微，层岩产状基本上呈水平的白垩系沉积岩中也具有这种普遍

的规律性。

(2)在特殊情况下,岩体的侧压力系数接近于1,岩体的初始应力基本上由自重应力场所决定,并且垂直应力与水平应力大体相同,其值随深度而大致呈线性增加(表5-10)。此时,岩体的初始应力呈静水压力状态。

表5-10　　以礼河三级水电站工程玄武岩的初始应力

测　点	上覆岩体厚度(m)	岩柱压力(MPa)	实测垂直应力(MPa)	实测水平应力(MPa)	侧压力系数
1	60	1.68	0.95	0.82	0.86
2	65	1.82	2.22	1.98	0.89
3	100	2.80	2.38	1.99	0.84
4	120	6.32	7.92	8.87	1.12

(3)初始应力的大小、方向与地质构造有一定的关系。断裂构造的发生和存在,既产生局部应力集中,又起着解除和部分解除应力的作用,促使岩体应力重新分布。如苏联戈尔诺绍里亚地区,在矿井距断层5~10m范围内,应力比其他部位低50%~70%。葡萄牙的毕可托地下水电站的岩体应力测试结果表明,下游侧由于断层的影响使应力解除,其最大主应力值为8MPa,而上游侧最大主应力为36.4MPa。我国葛洲坝工程坝基初始应力测试结果表明,在软弱夹层部位,初始应力约降低50%左右。

(4)坚硬完整的岩体内,聚集应变能的能力强,能够形成较高的初始应力;反之,软弱破碎岩体中,初始应力一般较低。因此,在地质构造大体相近的条件下,可以认为初始应力量级是岩体力学性质的函数。

(5)地形地貌对初始应力有一定的影响。因为地形被切割后,扰动了原来的应力场。一般在谷坡上,最大主应力方向往往与山坡平行,最小主应力则是谷坡的法线方向。在深切河谷的底部,往往产生局部应力集中。

第五节　岩体工程分级

岩体工程分级即以往的岩体工程地质分类或岩石分类,是评价岩体稳定性、指导各类工程建设设计、施工的依据。

岩体分类经历了由岩石分类向岩体分类的转变及从单指标岩体分类到多指标综合分类、从定性到定量分类的研究过程。

单指标分类中应用较多的是美国迪尔(Deere,D.U.)等人1967年提出的岩石质量指标(*RQD*)分类,即采用外径为75mm的双层岩心管金刚石钻进,提取直经为54mm的岩心,剔除破碎岩心,取长度大于10cm的岩心的累计长度与钻孔总进尺之百分比作为*RQD*值,显然,它是一个反映岩体完整性的指标,根据*RQD*值把岩体质量分为五级(表5-11)。

此外还有用岩体的弹性波速V_p及完整性指数K_v等单指标分类的方法(见表5-12及表5-13)。

表 5-11 岩体质量的 *RQD* 分级

等　级	一	二	三	四	五
岩体性质	非常好	好	较好	不好	非常不好
RQD(%)	90～100	75～90	50～75	25～50	<25

表 5-12 三峡坝址风化岩体声波速度分带表

风化岩体	岩　体　特　性	声波速度 V_p(m/s)
全风化岩体	疏松－半疏松岩石碎屑	1 000～2 000
强风化岩体	疏松－半疏松岩块夹较多岩屑	2 000～3 000
弱风化岩体	坚硬－半坚硬岩块夹少量岩屑	3 500～4 000
微风化岩体	极坚硬－坚硬岩石,仅沿裂面轻微风化	5 400～6 400

表 5-13 岩体的完整性指数分级表

分级	完整性指数 $K_v=(V_{pm}/V_{pr})^2$	岩　体　特　征
Ⅰ	>0.9	岩石新鲜完整。裂隙间距>3m,闭合无充填。岩体透水性弱
Ⅱ	0.75～0.9	岩石新鲜或微风化。裂隙间距 1～3m,闭合性好,一般无充填。透水性弱
Ⅲ	0.45～0.75	裂隙间距 0.5～1m,充填岩屑,或在大范围有软弱夹层。透水性中等
Ⅳ	0.2～0.45	岩体破碎,裂隙间距 0.1～0.4m,岩屑或泥质充填。透水性强
Ⅴ	<0.2	裂隙极发育,间距<0.1m,未胶结。透水性强

由于岩体质量受控于多方面因素,因此自 70 年代以来,人们提出了不少关于岩体的多指标综合分类。如国际国内使用较普遍的巴顿(Barton,N)的岩体质量指标 Q 系统分类、比尼威斯基(Bieniwski,Z. T.)的节理化岩体的地质力学分类(RMR)、谷德振的岩体质量系数分类等。限于篇幅,恕不一一列举。以下主要介绍国家标准《工程岩体分级标准》(GB50218-94)所列的分级方法。

由水利部主编,国家建设部批准于 1995 年 7 月 1 日开始实施的国标《工程岩体分级标准》(GB50218-94),是在 20 世纪 50 年代以来国内外有关岩体分级、分类的基础上,总结我国各行各业岩石工程建设的有关经验所编制的统一的岩体分级标准。该标准所采用的评定岩体基本质量的两个分级因素 R_C 和 K_v,是对全国冶金、水电、铁道、国防、建筑等七个部门 103 个工程的 460 组实测数据进行遴选和分析研究所得到的,有一定的代表性。因此,该标准适用于各种类型的岩石工程,如矿山、铁路、水电、工业与民用建筑等。这样就有利于克服以前行业之间分级方法、原则、标准及试验方法不尽相同,彼此缺乏可比性、一致性的不足。但其可操作性,特别是可靠性还有待在工程实践的应用中去检验。

该标准采用定性与定量相结合的分级方法,在分级过程中,定性与定量同时进行并对比检验,最后综合评定级别。该标准规定了分两步进行工程岩体分级的方法。首先确定岩体基本质量;再结合具体工程的特点确定工程岩体的级别;最后在对 48 个地下工程的 416 个区段、总长 12 000m 洞室的工程岩体质量指标分析基础上,给出了地下工程岩体的自稳能力。

一、岩体基本质量分级

岩体基本质量指岩体本身所固有的、影响工程岩体稳定性的最基本的属性。岩体基本质量取决于岩石坚硬程度和岩体完整程度。岩体基本质量分级是各类型工程岩体分级的基础。岩体基本质量分级选择了影响岩体稳定性的岩石坚硬程度和岩体完整程度两个最基本因素作为分级依据。根据这两个因素定性组合所反映的岩体基本质量的定性特征及两个分级因素定量指标计算所求得的岩体基本质量指标(*BQ*),同时进行岩体基本质量的定性、定量分级(表5-14)。

表5-14　　岩体基本质量分级

岩体基本质量级别	岩体基本质量的定性特征	岩体基本质量指标(*BQ*)
Ⅰ	坚硬岩,岩体完整	>550
Ⅱ	坚硬岩,岩体较完整;较坚硬岩,岩体完整	550~451
Ⅲ	坚硬岩,岩体较破碎;较坚硬岩或软硬岩互层,岩体较完整;较软岩,岩体完整	450~351
Ⅳ	坚硬岩,岩体破碎;较坚硬岩,岩体较破碎~破碎;较软岩或软硬岩互层,且以软岩为主,岩体较完整~较破碎;软岩,岩体完整~较完整	350~251
Ⅴ	较软岩,岩体破碎;软岩,岩体较破碎~破碎;全部极软岩及全部极破碎岩	<250

岩体基本质量的定性特征由表5-15至表5-18所确定的岩石坚硬程度和岩体完整程度组合确定。

表5-15　　岩石坚硬程度的定性划分

名称		定性鉴定	代表岩石
硬质岩	坚硬岩	锤击声清脆,有回弹,震手,难击碎;浸水后,大多无吸水反应	未风化~微风化的花岗岩、正长岩、闪长岩、辉绿岩、玄武岩、安山岩、片麻岩、石英片岩、硅质板岩、石英岩、硅质胶结的砾岩、石英砂岩、硅质石灰岩等
	较坚硬岩	锤击声较清脆,有轻微回弹,稍震手,较难击碎;浸水后,有轻微吸水反应	1.弱风化的坚硬岩; 2.未风化~微风化的溶解凝灰岩、大理岩、板岩、白云岩、石灰岩、钙质胶结的砂岩等
软质岩	较软岩	锤击声不清脆,无回弹,较易击碎;浸水后,指甲可刻出印痕	1.强风化的坚硬岩; 2.弱风化的较坚硬岩; 3.未风化~微风化的凝灰岩、千枚岩、砂质泥岩、泥灰岩、泥质砂岩、粉砂岩、页岩等
	软岩	锤击声哑,无回弹,有凹痕,易击碎;浸水后,手可掰开	1.强风化的坚硬岩; 2.弱风化~微风化的较坚硬岩; 3.弱风化的较软岩; 4.未风化的泥岩等
	极软岩	锤击声哑,无回弹,有较深凹痕,手可捏碎;浸水后,可捏成团	1.全风化的各种岩石; 2.各种半成岩

表 5-15 中岩石风化程度分级按表 5-16 确定。

表 5-16　　岩石风化程度的划分

名　称	风　化　特　征
未风化	结构未变，岩质新鲜
微风化	结构构造、矿物色泽基本未变，部分结构面有铁、锰质渲染
弱化风	结构构造部分破坏，矿物色泽较明显变化，长石、云母等多风化成次生矿物
强风化	结构构造大部分被破坏，矿物色泽明显变化，裂隙面出现风化矿物或存在风化夹层
全风化	结构构造全部破坏，矿物成分除石英外，大部分风化成土状

表 5-17 中结构面的结合程度，应根据结构面特征按表 5-18 确定。

表 5-17　　岩体完整程度的定性分级

名称	结构面发育程度		主要结构面的结合程度	主要结构面类型	相应结构类型
	组数	平均间距(m)			
完整	1～2	>1.0	结合好或结合一般	节理、裂隙、层面	整体状或巨厚层状结构
较完整	1～2	>1.0	结合差	节理、裂隙、层面	块状或厚层状结构
	2～3	1.0～0.4	结合好或结合一般		块状结构
较破碎	2～3	0.4～0.2	结合差	节理、裂隙、层面、小断层	裂隙块状或中厚层状结构
	≥3		结合好		镶嵌碎裂结构
			结合一般		中、薄层状结构
破碎	≥3	0.4～0.2	结合差	各种类型结构面	裂隙块状结构
		<0.2	结合一般或结合差		碎裂结构
极破碎	无序		结合很差		散体状结构

表 5-18　　结构面结合程度的划分

名　称	结　构　面　特　征
结合好	张开度小于 1mm，无充填物 张开度 1～3mm，为硅质或铁质胶结 张开度大于 3mm，结构面粗糙，为硅质胶结
结合一般	张开度 1～3mm，为钙质或泥质胶结 张开度大于 3mm，结构面粗糙，为铁质或钙质胶结
结合差	张开度 1～3mm，结构面平直，为泥质或泥质和钙质胶结 张开度大于 3mm，多为泥质或岩屑充填
结合很差	泥质充填或泥夹碎屑充填，充填物厚度大于起伏差

岩体基本质量定量指标的确定，采用岩石单轴饱和抗压强度(R_C)和岩体完整指数(K_v)两个指标。R_C 和 K_v 应采用实测值。当无条件取得实测值时，R_C 也可采用实测点的岩石点荷载强度指数($I_{s(50)}$)的换算值，并按(5-11)式计算：

$$R_C = 22.82 I_{s(50)}^{0.75} \tag{5-11}$$

K_v 可采用岩体体积节理数(J_v)，按表 5-19 确定。

表 5-19　J_v 与 K_v 对照表

J_v(条/m^3)	<3	3~10	10~20	20~35	>35
K_v	>0.75	0.75~0.55	0.55~0.35	0.35~0.15	<0.15

R_C 与定性划分的岩石坚硬程度的对应关系，可按表 5-20 确定。

表 5-20　R_C 与定性划分的岩石坚硬程度的对应关系

R_C(MPa)	>60	60~30	30~15	15~5	<5
岩石坚硬程度	坚硬岩	较坚硬岩	较软岩	软岩	极软岩

K_v 与定性划分的岩体完整程度的对应关系，可按表 5-21 确定。

表 5-21　K_v 与定性划分的岩体完整程度的对应关系

K_v	>0.75	0.75~0.55	0.55~0.35	0.35~0.15	<0.15
岩体完整程度	完整	较完整	较破碎	破碎	极破碎

显然，只要有了实测的 R_C 和 K_v 值(或按式(5-11)及表 5-19 求得)，即可确定和校核定性划分标准及计算岩体基本质量指标(BQ)。

岩体基本质量指标(BQ)，应根据分级因素的定量指标 R_C(MPa)和 K_v 按下式计算：

$$BQ = 90 + 3R_C + 250K_v \tag{5-12}$$

注意，使用(5-12)式时，应遵守下列限制条件：

(1)当 $R_C > 90K_v + 30$ 时，应以 $R_C = 90K_v + 30$ 和 K_v 代入计算 BQ 值。

(2)当 $K_v > 0.04R_C + 0.4$ 时，应以 $K_v = 0.04R_C + 0.4$ 和 R_C 代入计算 BQ 值。

二、工程岩体级别的确定

工程岩体一般指地基岩体、边坡工程岩体和地下工程岩体。工程岩体初步定级时，宜按表 5-14 规定的岩体基本质量级别作为工程岩体级别。对工程岩体详细定级时，应在岩体基本质量分级的基础上，结合不同类型工程的特点，考虑地下水状态、初始应力状态、工程轴线或走向线的方位与主要软弱结构面产状的组合关系等必要的修正因素，对岩体基本质量级别进行修正。对边坡岩体，还应考虑地表水的影响。

(一)地下工程岩体级别确定

地下工程岩体详细定级，如遇到下列情况之一时，应对岩体基本质量指标(BQ)进行修正，并以修正后的值按表 5-14 确定岩体级别。①有地下水；②岩体稳定性受软弱结构面影响，且有一组起控制作用；③存在高初始应力现象。

岩体基本质量指标修正值([BQ])，可按下式计算：

$$[BQ] = BQ - 100(K_1 + K_2 + K_3) \tag{5-13}$$

式中　[BQ]——岩体基本质量指标修正值；

BQ——岩体基本质量指标；

K_1——地下水影响修正系数；

K_2——主要结构面产状影响修正系数；

K_3——初始应力状态影响修正系数。

K_1、K_2、K_3 值，可分别按表 5-22、表 5-23、表 5-24 确定。无表中所列情况时，修正系数取零。[BQ]出现负值时，应按特殊情况处理。

表 5-22　　地下水影响修正系数 K_1

地下水出水状态	不同 BQ 时的 K_1			
	>450	450~351	350~251	≤250
潮湿或点状出水	0	0.1	0.2~0.3	0.4~0.6
淋雨状或涌流状出水，水压≤0.1MPa 或单位出水量≤10L/(min·m)	0.1	0.2~0.3	0.4~0.6	0.7~0.9
淋雨状或涌流状出水，水压>0.1MPa 或单位出水量>10L/(min·m)	0.2	0.4~0.6	0.7~0.9	1.0

表 5-23　　主要结构面产状影响修正系数 K_2

结构面产状及其与洞轴线的组合关系	结构面走向与洞轴线夹角小于 30°，结构面倾角 30°~75°	结构面走向与洞轴线夹角大于 60°，结构面倾角大于 75°	其他组合
K_2	0.4~0.6	0~0.2	0.2~0.4

表 5-24　　初始应力状态影响修正系数 K_3

初始应力状态	不同 BQ 时的 K_3				
	>550	550~451	450~351	350~251	≤250
极高应力区	1.0	1.0	1.0~1.5	1.0~1.5	1.0
高应力区	0.5	0.5	0.5	0.5~1.0	0.5~1.0

例如，某地下工程在某一地段的岩体基本质量指标 $BQ=280$，其岩体基本质量属Ⅳ级，由于有淋雨状出水，单位出水量小于 10L/(min·m)，则修正系数 $K_1=0.5$，经修正后的[BQ]=230，按表 5-14 规定，工程岩体级别应为Ⅴ级。

岩体中的初始应力状态可以按表 5-25 确定。

有了岩体工程级别，即可按表 5-26 确定地下工程岩体的自稳能力。对跨度超过 20m 的大型或特殊地下工程岩体，详细定级时，尚可采用其他有关标准的方法进行对比分析、综合确定。

表 5-25　　高初始应力区岩体开挖过程中出现的主要现象

应力情况	主　要　现　象	R_C/σ_{max}
极高应力	1. 硬质岩：开挖过程中时有岩爆发生，有岩块弹出，洞壁岩体发生剥离，新生裂缝多，成洞性差；基坑有剥离现象，成形性差 2. 软质岩：岩心常有饼化现象，开挖过程中洞壁岩体有剥离，位移极为显著，甚至发生大位移；持续时间长，不易成洞；基坑发生显著隆起或剥离，不易成形	<4
高应力	1. 硬质岩：开挖过程中可能出现岩爆，洞壁岩体有剥离和掉块现象，新生裂缝较多，成洞性较差；基坑时有剥离现象，成形性一般尚好 2. 软质岩：岩心时有饼化现象，开挖过程中洞壁岩体位移显著，持续时间较长，成洞性差；基坑有隆起现象，成形性较差	4~7

注　σ_{max} 为垂直洞轴线方向的最大初始应力；R_C 同前。

表 5-26　　地下工程岩体自稳能力

岩体级别	自　稳　能　力
Ⅰ	跨度≤20m，可长期稳定
Ⅱ	跨度 10～20m，可基本稳定，局部可发生掉块或小塌方 跨度＜10m，可长期稳定，偶有掉块
Ⅲ	跨度 10～20m，可稳定数日至 1 月，可发生中－小塌方 跨度 5～10m，可稳定数月，可发生局部块体位移及小－中塌方 跨度＜5m，可基本稳定
Ⅳ	跨度＞5m，一般无自稳能力，数日至数月内可发生松动变形，小塌方，进而发展为中－大塌方。埋深小时，以拱部松动破坏为主，埋深大时，有明显塑性流动变形和挤压破坏跨度＜5m，可稳定数日至 1 月
Ⅴ	无自稳能力

注　①小塌方：塌方高度＜3m 或塌方体积＜30m³；

②中塌方：塌方高度 3～6m 或塌方体积 30～100m³；

③大塌方：塌方高度＞6m 或塌方体积＞100m³。

（二）工业与民用建筑地基岩体级别确定

对工业与民用建筑地基岩体，其工程岩体级别应按表 5-14 规定的岩体基本质量级别定级。

各级岩体地基承载力的基本值（f_0）可按表 5-27 确定。当考虑基岩形态影响时，基岩承载力标准值（f_k）可按下式确定

$$f_k = \eta f_0 \tag{5-14}$$

式中　η——基岩形态影响折减系数，按表 5-28 确定。

表 5-27　　基岩承载力基本值（f_0）

岩体级别	Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ	Ⅳ	Ⅴ
f_0(MPa)	＞7.0	7.0～4.0	4.0～2.0	2.0～0.5	＜0.5

表 5-28　　基岩形态影响折减系数 η

基岩形态	平坦型	反坡型	顺坡型	台阶型
岩面坡度(°)	0～10	10～20	10～20	台阶高度＜5m
η	1.0	0.9	0.8	0.7

（三）边坡工程岩体级别确定

边坡工程岩体详细定级时，应按不同坡高考虑地下水、地表水、初始应力场、结构面的组合、结构面的产状与边坡面间的关系等因素对边坡岩体级别的影响进行修正。

习题与思考

1. 岩体的概念及其特征是什么？

2. 试述岩体结构、结构面、结构体的概念。

3. 风化、风化作用的概念及风化作用的类型有哪些?

4. 试分析影响岩石风化的因素。

5. 试简述风化岩层的垂直分带。

6. 叙述结构面的类型及其特征。

7. 叙述软弱夹层、泥化夹层的概念并分析其成因。

8. 试述不同结构类型岩体的结构面、结构体及岩土工程特征。

9. 试分析岩体的强度与变形与岩块的强度与变形有何区别。

10. 试述表征岩体变形特性的主要参数及其涵义。

11. 试述岩体的流变特性及其表现形式和变形阶段的划分。

12. 初始地应力的概念、主要组成及分布特点有哪些?

13. 试叙述国标《工程岩体分级标准》(GB50218-94)中工程岩体分级的方法、步骤。

参考文献

[1] 长江流域规划办公室. 岩石坝基工程地质. 北京:水利电力出版社,1982

[2] 陆兆溱. 工程地质学. 北京:水利电力出版社,1989

[3] 崔冠英等. 水利工程地质. 北京:水利电力出版社,1985

[4] 中华人民共和国国家标准. 岩土工程勘察规范(GB50021-94). 北京:中国建筑工业出版社,1995

[5] 中华人民共和国国家标准. 工程岩体分级标准(GB50218-94). 北京:中国计划出版社,1995

[6]《工程地质手册》编写委员会. 工程地质手册. 北京:中国建筑工业出版社,1992

[7] 谷德振. 岩体工程地质力学基础. 北京:科学出版社,1979

[8] 中华人民共和国电力工业部,中华人民共和国水利部. 水利水电岩石试验(DLJ204-81,SLJ2-81). 北京:水利出版社,1982

第六章　岩土体工程地质问题

第一节　地基评价与计算

房屋建筑与构筑物的地基评价与计算应根据设计要求和实际需要确定，除主要从工程地质方面进行评价外，尚应考虑结构物的荷载特点、结构类型、基础形式等因素。一般包括如下内容：分析评价地基的均匀性；提供地基承载力标准值；根据设计要求，核算地基持力层和下卧层承载力能否满足基础底面压力的要求，当不能满足要求时提出变更基础埋深或持力层的建议；核算建筑物地基平均沉降是否超过容许值及其差异沉降或倾斜是否满足要求，尤其是高层与低层、新建与原有建筑之间的差异沉降，必要时要进行考虑地基与基础或上部结构共同作用的沉降分析；高层建筑和高耸构筑物均以容许倾斜值控制；评价深基坑边坡的稳定性和对邻近建筑的影响，提供应采取的措施和有关计算参数，必要时提出锚杆、板桩等支护方案；当地下水位较高时，应评价降水施工的可能性，提供降水设计所需的参数，必要时提出降水方案；对地基处理方案的技术经济合理性作出论证与评价。

由于上部结构的特征各异，对地基的要求也就不尽相同，故其评价的详细程度也有一定的差异。下面仅介绍地基均匀性的评价、承载力及沉降和变形的计算与评价。

一、地基的均匀性评价

地基土的均匀性是控制建筑物沉降、倾斜以及选择基础持力层的重要依据，均匀性评价应从以下三个方面着手：

(1)当地基持力层层面坡度大于10%时，可视为不均匀地基。地基均匀性的评价还需考虑地基土承载力标准值 f_k；当 $f_k<100$kPa，地基各主要受力层各层面坡度≤5%时，才能视为均匀地基；当 $f_k \geq 100$kPa，地基各主要受力层各层面坡度≤10%时，就可以视为均匀地基。

(2)地基持力层与第一下卧层在基础宽度方向上的厚度差值小于0.05b(b 为基础宽度)时，可以视为均匀地基。

(3)地基土的均匀性以压缩层内各土层的压缩模量为评价依据时：①当 $\overline{E}_{s1}$ 和 $\overline{E}_{s2}$(分别为基础宽度方向两个钻孔中压缩层范围内压缩模量按厚度的加权平均值，其大者为 $\overline{E}_{s1}$，小者为 $\overline{E}_{s2}$)的平均值小于10MPa时，若 $\overline{E}_{s1}-\overline{E}_{s2}<\frac{1}{25}(\overline{E}_{s1}+\overline{E}_{s2})$，则视为均匀地基；②当 $\overline{E}_{s1}$ 和 $\overline{E}_{s2}$ 的平均值大于10MPa时，若 $\overline{E}_{s1}-\overline{E}_{s2}<\frac{1}{20}(\overline{E}_{s1}+\overline{E}_{s2})$，则视为均匀地基。

地基均匀性评价应主要从工程地质角度进行定性分析，必要时进行变形验算。一般将下述情况视为不均匀地基：①建筑物跨越不同的地貌单元；②微地貌有变化，如有掩埋的古河道、沟塘；③建筑物的一侧位于削方区，另一侧位于填方区；④半岩半土地基；⑤基岩埋藏不深，且基岩面严重倾斜；⑥岩土交错，即基岩面起伏变化大的地基；⑦含有大块孤石；⑧含有软弱透镜体；⑨位于滑坡体或软弱破碎带上的地基；⑩由人工开挖造成的局部沟坑、古墓、洞穴；⑪岩性变化很大的地基等。

二、承载力的确定

地基承载力应同时满足地基土的强度条件和对沉降及不均匀沉降的限制。根据地基土的成因类型、土层的均匀性、地下水位变动、应力历史、加荷特点等因素，结合考虑建筑物的安全等级，分别按下列规定确定地基承载力标准值：

(1)对一级建筑物应采用理论计算并结合原位测试方法确定，且需现场载荷试验验证。

(2)对需要进行变形计算的二级建筑物，可按公式计算并结合原位测试方法确定。

(3)对不需要进行变形计算的二级建筑物，可按现行国家标准中的承载力表并结合原位测试方法确定。

(4)对三级建筑物可按现行国家标准中的承载力表或邻近建筑物的经验确定。

(一)按理论公式确定地基容许承载力

1. 根据临塑荷载确定地基承载力

当基础受中心荷载作用时，可以将地基刚开始由弹性变形进入塑性变形时的荷载 p_{cr}（临塑荷载）作为地基承载力，临塑荷载 p_{cr}(kPa)可按式(6-1)计算

$$p_{cr}=\frac{\pi(\gamma D+C\cdot \mathrm{ctg}\varphi)}{\mathrm{ctg}\varphi+\varphi-\frac{\pi}{2}}+\gamma D \tag{6-1}$$

式中 γ——地基土的有效重度，kN/m³；

D——基础埋置深度，m；

φ——地基土的内摩擦角，(°)；

C——地基土的凝聚力，kPa。

2. 根据临界荷载确定地基承载力

该方法容许地基土出现一定的塑性区，并将塑性区的最大深度达到基础宽度的 1/4 时所对应的荷载 $p_{1/4}$（临界荷载）作为地基承载力，临界荷载 $p_{1/4}$(kPa)可按式(6-2)计算

$$p_{1/4}=\frac{\pi[\gamma(D+\frac{1}{4}B)+C\cdot \mathrm{ctg}\varphi]}{\mathrm{ctg}\varphi+\varphi-\frac{\pi}{2}}+\gamma D \tag{6-2}$$

式中 B——基础宽度，矩形取短边长，圆形取基础底面积的平方根，m；

其他符号含义同式(6-1)。

式(6-1)和式(6-2)均按条形分布荷载导出，属平面应变问题的解，但也可以近似地用于呈矩形或方形分布的荷载，而且偏于安全。在采用 $p_{1/4}$ 作为地基土容许承载力时，基础宽度不宜太小，以防止剪切破坏而使地基发生较大的变形或失稳，因此还需做地基变形验算。

3. 根据极限荷载确定地基承载力

该方法将地基达到整体失稳破坏时的极限荷载除以一定的安全系数 K 而得到地基承载力，K 值是根据地基土的灵敏度和建筑物的重要性进行确定的，对于灵敏度小于 4 的土，K 值取 3。计算极限荷载比较常用的方法有两种。

(1)太沙基公式。按基础的形状不同应分别采用相应的计算公式，式(6-3)、式(6-6)、式(6-7)和式(6-8)分别适用于条形、圆形、方形和矩形基础。

1)条形基础：

$$p_u = CN_C + \gamma_1 DN_D + \frac{1}{2}\gamma_2 BN_B \tag{6-3}$$

式中 γ_1、γ_2——基础底面以上和以下土的有效重度，kN/m³；

N_D、N_C、N_B——承载力系数，可由式(6-4)确定或由表 6-1 查得。

$$\left.\begin{aligned} N_D &= \frac{e^{(\frac{3}{2}\pi-\varphi)\mathrm{tg}\varphi}}{2\cos^2(45^\circ+\frac{\varphi}{2})} \\ N_C &= (N_D - 1)\cdot \mathrm{ctg}\varphi \\ N_B &= \frac{1}{2}\left(\frac{K_p}{\cos^2\varphi} - 1\right)\cdot \mathrm{tg}\varphi \end{aligned}\right\} \tag{6-4}$$

式中 K_p——由作图法或试验法求得；

其余符号的含义同前。

表 6-1 **承载力系数 N_D、N_C 和 N_B 值**

φ(°)	0	2	4	6	8	10	12	14	16	18	20
N_D	1.00	1.22	1.49	1.81	2.21	2.69	3.29	4.02	4.92	6.04	7.44
N_C	5.71	6.29	6.97	7.73	8.60	9.60	10.77	12.10	13.67	15.51	17.68
N_B	0	0	0.20	0.40	0.80	1.20	1.60	2.10	2.80	3.60	4.60
φ(°)	22	24	26	28	30	32	34	36	38	40	
N_D	9.19	11.40	14.24	17.80	22.45	28.51	37.48	47.12	61.50	81.22	
N_C	20.26	23.37	27.07	31.61	37.15	44.02	54.10	63.46	77.44	95.62	
N_B	6.00	7.80	10.60	14.40	20.00	28.00	38.80	57.80	85.00	114.00	

式(6-3)适用于基底粗糙的条形基础和较密实的地基，地基土在破坏前沉降值不大，载荷试验 $P\sim S$ 曲线上有明显拐点。对于在载荷试验的每级荷载作用下沉降量较大，曲线上没有明显拐点的较松软土，其极限荷载应按式(6-5)计算

$$p_u = \frac{2}{3}CN'_C + \gamma DN'_D + \frac{1}{2}\gamma BN'_B \tag{6-5}$$

式中 N'_C、N'_D、N'_B——承载力系数，可从图 6-1 查得。

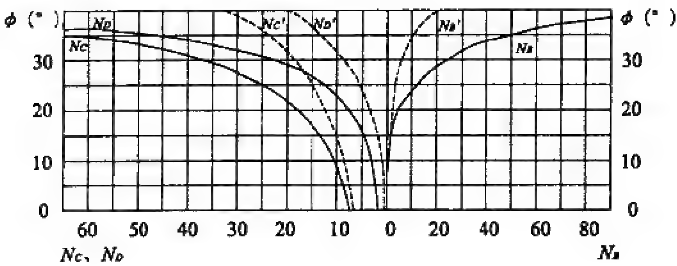


图 6-1 太沙基承载力系数

2)圆形基础：

$$p_u = 1.2CN_C + \gamma DN_D + 0.6\gamma RN_B \tag{6-6}$$

式中　R——圆形基础半径，m。

3)方形基础：

$$p_u = 1.2CN_C + \gamma DN_D - 0.4\gamma BN_B \tag{6-7}$$

式中　B——方形基础边长 m。

4)矩形基础：

对作用在粘土地基上的矩形基础，当埋置深度 $D<2.5B$ 时，斯肯普顿(A·W·Skempton)建议用式(6-8)估算极限荷载

$$p_u = \gamma D + CN_C \tag{6-8}$$

式中，N_C 可按式(6-9)确定。

$$N_C = 5(1+\frac{B}{5A})(1+\frac{D}{5B}) \tag{6-9}$$

式中　A、B——矩形基础的长边和短边长度，m。

(2)梅耶霍夫(G·G·Meyerhoff)公式。该公式是以中心受压的条形分布荷载按照假定的滑动面推导出来的，所以适用于条形基础。其特点是考虑了旁侧土的抗剪强度，既可用于浅基，也可用于深基。

$$p_u = CN_C + \sigma_0 N_D + \frac{1}{2}\gamma BN_B + \frac{2fD}{B} \tag{6-10}$$

式中　f——土与基础侧面单位面积上的摩阻力；

σ_0——作用于基础侧面土楔与滑动土体界面上的法向应力；

N_C、N_D、N_B——承载力系数，可从图6-2查得，图中 β 值为基础侧面土楔与滑动土体界面(等代自由面)同水平面的夹角；

其余符号的含义同前。

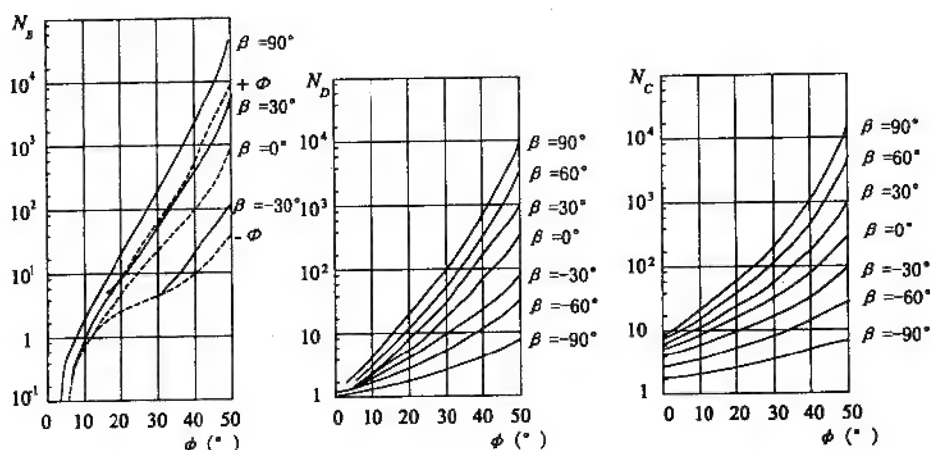


图6-2　梅耶霍夫地基承载力系数

梅耶霍夫公式的适用范围很广。当 $\beta=0°$ 时适用于地面上的条形基础；当 $0°<\beta<90°$ 时，可适用于浅埋和深埋条形基础；当 $\beta<0°$ 时则适用于斜坡上的基础。在运用公式计算时需要预先假定 β 值进行试算，为简化起见，对埋深不大的基础，可假定 $\beta=0$。作用于该面上的法向力 $\sigma_0=\gamma D$，此时式(6-10)可简化为：

$$p_u = \frac{1}{2}\gamma BN_B + \gamma DN_D + CN_C \tag{6-11}$$

(二)按规范查表确定地基承载力

根据《建筑地基基础设计规范》(GBJ7-89)，岩石、碎石土地基的承载力标准值可按表6-2、表6-3查得。

表 6-2 岩石承载力标准值 (单位：kPa)

岩石类别＼风化程度	强风化	中等风化	微风化
硬质岩石	500～1 000	1 500～2 500	≥4 000
软质岩石	200～500	700～1 200	1 500～2 000

注 ①对于微风化的硬质岩石，其承载力如取用大于 4 000kPa 时，应由试验确定；
②对于强风化的岩石，当与残积土难于区分时，按残积土考虑。

表 6-3 碎石土承载力标准值 (单位：kPa)

土的名称＼密实度	稍 密	中 密	密 实
卵 石	300～500	500～800	800～1 000
碎 石	250～400	400～700	700～900
圆 砾	200～300	300～500	500～700
角 砾	200～250	250～400	400～600

注 ①该表适用于孔隙全部由中砂、粗砂或硬塑、坚硬状态的粘性土或稍湿的粉土所充填的碎石土；
②当粗颗粒为中等风化或强风化时，可按其风化程度适当降低承载力，当颗粒间呈半胶结状态时，可适当提高承载力。

根据室内试验获得的物理力学指标平均值，可按表 6-4～表 6-8 查得地基土承载力基本值，将其乘以回归修正系数即得到承载力标准值 f_k(kPa)。回归修正系数由式(6-12)确定。

$$\psi_f = 1 - \left(\frac{2.884}{\sqrt{n}} + \frac{7.918}{n^2}\right)\delta \tag{6-12}$$

式中 n——据以查表的土性指标参加统计的数据个数；

δ——变异系数，由式(6-13)确定，当表中并列二个指标时，由式(6-16)计算。

$$\delta = \frac{\sigma}{\mu} \tag{6-13}$$

式中 μ——据以查表的某一土性指标试验平均值，由式(6-14)确定；

σ——标准差，由式(6-15)确定。

$$\mu = \frac{\sum_{i=1}^{n}\mu_i}{n} \tag{6-14}$$

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n} \mu_i^2 - n\mu^2}{n-1}} \tag{6-15}$$

$$\delta = \delta_1 + \xi\delta_2 \tag{6-16}$$

式中　δ_1、δ_2——第一指标和第二指标的变异系数，仍由式(6-13)计算；

ξ——第二指标的折算系数，其取值参见有关承载力表的备注。

当回归修正系数 ψ_f 小于0.75时，应分析 δ 过大的原因，如分层是否合理、试验有无差错等，并应同时增加试样数量。

表6-4　　粉土承载力基本值　　(单位：kPa)

孔隙比 e(第一指标) \ 含水量 ω(%)(第二指标)	10	15	20	25	30	35	40
0.5	410	390	(365)				
0.6	310	300	280	(270)			
0.7	250	240	225	215	(205)		
0.8	200	190	180	170	(165)		
0.9	160	150	145	140	130	(125)	
1.0	130	125	120	115	110	105	(100)

注　①加括号者仅供内插用，折算系数 ξ 取0；

②在湖、塘、沟、谷以及河漫滩地段新近沉积的粉土，其工程性质较差，应根据当地实践经验取值。

表6-5　　粘性土承载力基本值　　(单位：kPa)

孔隙比 e(第一指标) \ 液性指数 I_L(第二指标)	0	0.25	0.50	0.75	1.00	1.20
0.5	475	430	390	(360)		
0.6	400	360	325	295	(265)	
0.7	325	295	265	240	210	170
0.8	275	240	220	200	170	135
0.9	230	210	190	170	135	105
1.0	200	180	160	135	115	
1.1		160	135	115	105	

注　①加括号者仅供内插用，折算系数 ξ 取0.1；

②在湖、塘、沟、谷以及河漫滩地段新近沉积的粘性土，其工程性质一般较差；第四纪晚更新世(Q_3)及其以前沉积的老粘性土，其工程性质通常较好。这些土均应根据当地实践经验取值。

表6-6　　沿海地区淤泥和淤泥质土承载力基本值

天然含水量 ω(%)	36	40	45	50	55	65	75
f_0(kPa)	100	90	80	70	60	50	40

注　对于内陆淤泥和淤泥质土，可参照使用。

表 6-7　　红粘土承载力基本值　　（单位:kPa）

土的名称 \ 含水比 $\alpha_w=\frac{\omega}{\omega_L}$（第一指标）/ 液塑比 $I_r=\frac{\omega_L}{\omega_P}$（第二指标）		0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
红粘土	≤1.7	380	270	210	180	150	140
	≥2.3	280	200	160	130	110	100
次生红粘土		250	190	150	130	110	100

注　本表仅适用于定义范围内的红粘土;折算系数 ξ 取 0.4。

表 6-8　　素填土承载力基本值

压缩模量 E_{s1-2}(MPa)	7	5	4	3	2
f_0(kPa)	160	135	115	85	65

注　本表只适用于堆填时间超过 10 年的粘性土,以及超过 5 年的粉土。

(三)根据原位测试成果确定地基承载力

目前,确定地基承载力的主要方法仍然是原位测试,对于重要建筑物、工程地质条件复杂的场地以及缺乏建筑经验的地区,原位测试是确定地基承载力之必不可少的方法。如何选用适当的原位测试方法、如何根据测试成果确定地基承载力,将在第七章第六节进行详细阐述。

三、地基土的沉降和变形评价

(一)建筑物的沉降验算要求及变形允许值

建筑物的等级不同,对沉降和变形的要求也不同,不同建筑物对其地基基础沉降和变形的允许值如表 6-9 所示。即使同一级别的建筑物,也因地基土的工程地质条件各有差别,其沉降和变形同样存在差异。《建筑地基基础设计规范》(GBJ7-89)规定,对一级建筑物和表 6-10中所列范围以外的二级建筑物,除进行承载力计算外,尚应进行变形验算。

此外,《上海市地基基础设计规范》将建筑物分为甲乙两类进行沉降评价。其中甲类只进行地基土容许承载力计算,一般不必验算沉降量。属于甲类的建筑物有:①6 层及 6 层以下居住建筑,5 层及 5 层以下办公楼等一般民用建筑;②具有起重力≤300kN 的中级工作制吊车的一般厂房;③4 层及 4 层以下底层活荷载<20kPa、总活荷载≤50kPa 的工业建筑;④高度≤50m 的烟囱,高度≤20m 和容积≤100m^3 的水塔;⑤有成熟经验或可靠依据时;⑥对变形无严格要求时。而乙类除进行地基土容许承载力计算外,尚应验算沉降量。属于乙类的建筑物包括不属于甲类的其他建筑物,以及有纪念性的大型建筑物;使用上、生产工艺上对地基沉降有特殊要求的建筑物;建筑物各单元的高度、荷载、刚度或基础埋置深度相差悬殊者。

(二)沉降计算

针对不同的构筑物和工程地质条件,沉降计算的方法很多。本节侧重介绍《建筑地基基础设计规范》和《上海市地基基础设计规范》提供的计算方法。

1.《建筑地基基础设计规范》提供的沉降计算方法

表 6-9　　　　**建筑物的地基变形容许值**

变形特征		地基土类别	
		中、低压缩性土	高压缩性土
砌体承重结构基础的局部倾斜		0.002	0.003
工业与民用建筑相邻柱基的沉降差			
(1)框架结构		$0.002l$	$0.003l$
(2)砖石墙填充的边排柱		$0.000\,7l$	$0.001l$
(3)当基础不均匀沉降时不产生附加应力的结构		$0.005l$	$0.005l$
单层排架结构(柱距为6m)柱基的沉降量(mm)		(120)	200
桥式吊车轨面的倾斜(按不调整轨道考虑)	纵向	0.004	
	横向	0.003	
多层和高层建筑基础的倾斜	$H_0 \leqslant 24$	0.004	
	$24 < H_0 \leqslant 60$	0.003	
	$60 < H_0 \leqslant 100$	0.002	
	$H_0 > 100$	0.001 5	
高耸结构基础的倾斜	$H_0 \leqslant 20$	0.008	
	$20 < H_0 \leqslant 50$	0.006	
	$50 < H_0 \leqslant 100$	0.005	
	$100 < H_0 \leqslant 150$	0.004	
	$150 < H_0 \leqslant 200$	0.003	
	$200 < H_0 \leqslant 250$	0.002	
高耸结构基础的沉降量(mm)	$H_0 \leqslant 100$	(200)	400
	$100 < H_0 \leqslant 200$		300
	$200 < H_0 \leqslant 250$		200

注　①加括号者仅适用于中压缩性土。

②l 为相邻柱基的中心距离(mm)；H_0 为自室外地面起算的建筑物高度(m)。

③由于建筑地基不均匀、荷载差异很大、体型复杂等因素引起的地基变形，对于砌体承重结构应由局部倾斜控制；对于框架结构和单层排架结构应由相邻柱基的沉降差控制。

④对于多层或高层建筑和高耸结构应由倾斜值控制。

⑤必要时，需要分别预估建筑物在施工和使用期间的地基变形值，以便预留建筑物有关部分之间的净空，考虑连接方法和施工顺序。此时，一般建筑，在施工期间完成的沉降量，对于砂土可认为其最终沉降量已基本完成；对于低压缩粘性土可认为已完成最终沉降量的50%～80%；对于中压缩粘性土可认为已完成20%～40%；对于高压缩粘性土可认为已完成最终沉降量的5%～20%。

⑥对表中未包括的其他建筑物，可根据上部结构对地基的适应能力和使用上的要求确定容许值。

(1)计算公式。该方法假定，在计算地基变形时，地基内的应力分布符合均质各向同性的线性变形体理论。其最终沉降量 s(mm)按式(6-17)计算

$$s = \psi_s s' = \psi_s \sum_{i=1}^{n} \frac{p_0}{E_{si}} (z_i \bar{\alpha}_i - z_{i-1} \bar{\alpha}_{i-1}) \tag{6-17}$$

表 6-10　　**二级建筑物可不作地基变形验算的范围**

项目									
地基主要受力层的情况	地基承载力标准值 f_k(kPa)			$60\leq f_k<80$	$80\leq f_k<100$	$100\leq f_k<130$	$130\leq f_k<160$	$160\leq f_k<200$	$200\leq f_k<300$
	各土层层面坡度(%)			≤5	≤5	≤10	≤10	≤10	
建筑类型	砌体承重结构、框架结构		层数	≤5	≤5	≤5	≤6	≤6	≤7
	单层排架结构(6m柱距)	单跨	吊车额定起重量(×10kN)	5~10	10~15	15~20	20~30	30~50	50~100
			厂房跨度(m)	≤12	≤18	≤24	≤30	≤30	≤30
		多跨	吊车额定起重量(×10kN)	3~5	5~10	10~15	15~20	20~30	30~75
			厂房跨度(m)	≤12	≤18	≤24	≤30	≤30	≤30
	烟囱		高度(m)	≤30	≤40	≤50	≤75	≤75	≤100
	水塔		高度(m)	≤15	≤20	≤30	≤30	≤30	≤30
			容积(m^3)	≤50	50~100	100~200	200~300	300~500	500~1 000

式中　s'——按分层总和法计算出的地基沉降量,mm;

ψ_s——沉降计算经验系数,可根据地区沉降观测资料和经验或表 6-11 确定;

n——地基变形计算深度范围内所划分的土层数;

p_0——对应于荷载标准值时的基础底面处的附加压力,kPa;

E_{si}——基础底面以下第 i 层土的压缩模量,MPa,按实际应力范围取值;

$\overline{z}_i$、$\overline{z}_{i-1}$——基础底面至第 i 层和 $i-1$ 层底面范围内平均附加应力系数,可查表求得。

表 6-11　　**沉降计算经验系数 ψ_s**

土类		$\overline{E}_s$(MPa) 2.5	4.0	7.0	15.0	20.0
粘性土	$p_0\geq f_k$	1.4	1.3	1.0	0.4	0.2
	$p_0<0.75f_k$	1.1	1.0	0.7	0.4	0.2
砂土		1.1	1.0	0.7	0.4	0.2

注　$\overline{E}_s$ 为沉降计算深度范围内压缩模量的当量值。

表 6-11 中的 $\overline{E}_s$ 可按式(6-18)计算

$$\overline{E}_s=\frac{\sum A_i}{\sum \frac{A_i}{E_{si}}} \tag{6-18}$$

式中　A_i、E_{si}——第 i 层土附加应力系数沿土层厚度的积分值和相应于该土层的压缩模量,MPa。

计算地基沉降时,应考虑相邻荷载的影响,其值可按压力叠加原理,采用角点法计算。当基础形状不规则时,可采用分块集中力法计算基础下的压力分布,并应按刚性基础的变形协调原则调整。分块大小应由计算精度确定。

(2)地基沉降计算深度的确定。地基沉降计算深度 Z_n(如图 6-3 所示),应使公式(6-19)所列的条件得到满足。如果在确定的计算深度下部仍有较软土层时,应继续计算。在计算深度范围内存在基岩时,可取至基岩表面。

$$\Delta s'_n \leqslant 0.025\sum_{i=1}^{n}\Delta s'_i \qquad (6\text{-}19)$$

式中 $\Delta s'_i$——计算深度内,第 i 层土的计算沉降值;

$\Delta s'_n$——由计算深度向上取厚度为 ΔZ 的土层的计算沉降值,ΔZ(见图 6-3)按表 6-12 确定。

在无相邻荷载影响时,基础中点的地基沉降计算深度也可按简化公式(6-20)计算,该公式适用的基础宽度为 1~50m。

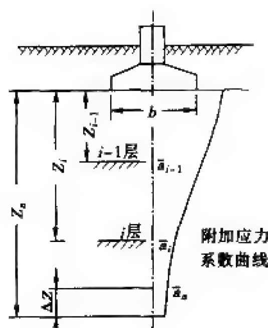


图 6-3 基础沉降计算分层示意图

表 6-12 ΔZ 值

b(m)	≤2	$2<b\leqslant4$	$4<b\leqslant8$	$8<b\leqslant15$	$15<b\leqslant30$	>30
ΔZ(m)	0.3	0.6	0.8	1.0	1.2	1.5

$$Z_n = b(2.5 - 0.4\ln b) \qquad (6\text{-}20)$$

式中 b——基础宽度,m。

2.《上海市地基基础设计规范》提供的沉降计算方法

(1)计算公式。该计算方法认为,天然地基最终沉降量 s(cm)包括瞬时沉降、固结沉降、次固结沉降,并可采用分层总和法按式(6-21)计算地基最终沉降量

$$s = \psi_s p_0 \sum_{i=1}^{n} \frac{b\delta_i - b\delta_{i-1}}{E_{s1\text{-}2}} \qquad (6\text{-}21)$$

式中 ψ_s——经验系数,当 $p_0\leqslant40$kPa 时,取 0.7,当 $p_0=60$kPa 时,取 1.0,当 $p_0=80$kPa 时,取 1.2,当 $p_0\geqslant100$kPa 时,取 1.3,中间值可内插;

b——基础宽度(圆形基础时为直径),cm;

p_0——基础底面附加压力,kPa;

δ_i——沉降系数,可查表求得;

$E_{s1\text{-}2}$——地基土在 100~200kPa 压力作用时的压缩模量,MPa;

i——自基础底面往下起算的土层序数。

当基础面积系数 ω(即基础净面积与基础外包总面积之比)大于 0.6 时,可将建筑物总重量分布在基础外包总面积上进行计算。此时,公式(6-21)中的基础宽度 b 按基础外包宽度 B 计,基础外包总面积底面的附加压力 p_{j0} 等于基础底面附加压力 p_0 乘以面积系数 ω。

相邻基础的荷载计算:对于单独基础,当基础的净距大于相邻基础的宽度时,可按集中荷载计算;对于条形基础,当基础的净距大于 4 倍相邻基础宽度时,可按线分布荷载计算。在一般情况下,相邻基础的净距大于 10m 时,可略去其影响。

(2)沉降计算深度的确定。地基压缩层顶面为基础底面,底面取至附加压力等于土层自重应力的 10% 处,附加压力中应考虑相邻基础的影响。此外,还可用下列简化方法确定压缩层厚度。

单独基础地基压缩层厚度:当基础呈方形时,取 2 倍基础宽度;当基础的长宽比等于 6 时,取 3 倍基础宽度,中间值可内插。

条形(密集)基础地基压缩层厚度 h(m)可按下式计算

$$h = \omega B(C' p_0 + 1) \tag{6-22}$$

式中　ω——基础面积系数；

B——基础外包宽度，m；

C'——系数，当基础外包平面呈方形时取零，长宽比等于6时取0.02，中间值可内插，kPa^{-1}；

p_0——基础底面附加压力，kPa。

当基础外包长宽比等于6时，按公式(6-22)算得的地基压缩层厚度不宜大于2倍的外包宽度。

3．考虑应力历史的地基沉降计算

(1)正常固结粘土($OCR \approx 1$，OCR 为超固结比，它等于土的前期固结压力与现存上覆压力的比值，下同)的固结沉降量 s 按下式计算

$$s = \sum_{i=1}^{n} \frac{h_i}{1+e_{oi}} \left[c_{ci} \lg\left(\frac{p_{cz} + p_z}{p_{cz}}\right)_i \right] \tag{6-23}$$

式中　h_i、e_{oi}、c_{ci}——第 i 层土的分层厚度、天然孔隙比和压缩指数；

p_{cz}、p_z——土层自重应力和附加应力。

(2)超固结土($OCR>1$)的固结沉降量 s 计算公式为

当 $p_z + p_{cz} > p_c$ 时

$$s = \sum_{i=1}^{n} \frac{h_i}{1+e_{oi}} \left[c_s \lg\left(\frac{p_c}{p_{cz}}\right)_i + c_c \lg\left(\frac{p_{cz} + p_z}{p_c}\right)_i \right] \tag{6-24}$$

当 $p_z + p_{cz} \leqslant p_c$ 时

$$s = \sum_{i=1}^{n} \frac{h_i}{1+e_{oi}} \left[c_s \lg\left(\frac{p_{cz} + p_z}{p_{cz}}\right) \right]_i \tag{6-25}$$

式中　p_c——土的前期固结应力；

c_s——土的回弹指数，从 $e \sim \lg p$ 回弹曲线上求得。

(3)欠固结土($OCR<1$)的固结沉降量 s 按下式计算

$$s = \sum_{i=1}^{n} \frac{h_i}{1+e_{oi}} \left[c_{ci} \lg\left(\frac{p_{cz} + p_z}{p_c}\right)_i \right] \tag{6-26}$$

4．大型刚性基础的沉降计算

大型刚性基础下的粘性土、软土、饱和黄土和不能取得压缩模量的地基土(如碎石土、砂土、粉土和花岗岩残积土等)，可利用变形模量 E_0 按式(6-27)计算最终沉降量 s(mm)。

$$s = pbM \sum_{i=1}^{n} \frac{k_i - k_{i-1}}{E_{oi}} \tag{6-27}$$

式中　p——基础底面平均压力设计值，kPa；

k_i、k_{i-1}——与 l/b 有关的无因次系数，可查表确定；

E_{oi}——基础底面以下第 i 层土按载荷试验求得的变形模量，MPa；

M——修正系数，可查表6-13确定；

b——基础宽度，m。

表 6-13 修正系数 M

$m=\frac{2z}{b}$	$0<m\leqslant0.5$	$0.5<m\leqslant1$	$1<m\leqslant2$	$2<m\leqslant3$	$3<m\leqslant5$
M	1.00	0.95	0.90	0.80	0.75

注 z 为基础底面至计算层中点的距离(m)。

按式(6-27)计算最终沉降时，其压缩层厚度 z_n(m)由下式计算确定

$$z_n=(z_0+\xi b)\beta \tag{6-28}$$

式中 z_0——与基础长宽比有关的经验值，m，按表 6-14 确定；

ξ——系数，按表 6-14 确定；

β——调整系数，按表 6-15 确定。

表 6-14 z_0 值和 ξ 系数

l/b	1	2	3	4	5
z_0	11.6	12.4	12.5	12.7	13.2
ξ	0.42	0.49	0.53	0.60	0.62

表 6-15 β 调整系数

土 类	碎石土	砂 土	粉 土	粘性土	软 土
β	0.30	0.50	0.60	0.75	1.00

第二节 砂土地基的液化

饱和砂层，其孔隙全部为自由水所充满时，受震动力往复剪切作用，使砂土颗粒骨架结构瞬间发生破坏，导致孔隙水压力急骤上升，砂土抗剪强度消失，从固体状态变化为粘滞的流体状态的现象，称之为“液化”。另外，建筑物施工过程中，由于加载速度过快，使地基中孔隙水压力快速上升而不能及时消散，则称之为施工液化现象。地震导致的区域性液化，可使广大区域内的建筑物遭受破坏，尤其在饱水疏松砂层广泛分布的海滩、湖岸、冲积平原以及河漫滩、阶地等地区。地震导致砂土液化的危害主要表现在以下四个方面。

(1)基础沉降与不均匀沉降。饱水松砂因振动而使土孔隙度减小、密度增加产生压缩，从而使基础发生沉降与不均匀沉降。如 1964 年阿拉斯加地震，波特奇市因砂土发生液化，地面下沉使海水入浸该市，最终致使该市搬迁。1976 年唐山大地震时，天津塘沽区烈度为 9 度的富庄大范围地面下沉量达 1.6～2.9m。

(2)大面积喷水冒砂。由于地震波的往复剪切作用，砂土中的孔隙水压力急剧上升，从而将一部分砂粒喷出地表，造成地下塌空，发生地面塌陷。1976 年唐山大地震，自滦河口以西直至宁河一带，数千平方公里范围内喷水冒砂现象到处可见，造成十几万亩农田被喷砂掩埋、十几万口机井淤塞的严重灾害。

(3)地基承载力丧失。地震时砂土中的孔隙水压力上升，由太沙基有效应力原理可知，土粒间有效应力下降，颗粒处于悬浮状态，而丧失承载能力，引起地基整体失效。如 1964 年日

本新泻地震,因地基失效使建筑物倒塌 2 130 座,严重破坏 6 200 座,轻微破坏达 31 000 座。

(4)岩土体失稳。当斜坡体中分布有液化土层时,地震导致液化土层抗剪强度的降低,并增加了下滑力,从而使河提、公路路堑等斜坡发生滑动。1960 年智利 8.9 级大地震时,内华附近圣佩德罗河上最大一个滑坡体发生,是由于粘土层中含有大量的粉砂土透镜体的液化所致。

饱和砂土液化问题很早就引起了重视,我国在 50 年代开始就进行了液化问题的研究,在《工业与民用建筑工程地质勘察规范》(TJ11－74)制订时,曾根据新中国成立后 8 次大地震中 12 幢房屋因砂土液化而引起的地基破坏的宏观实例及 58 个自由场地土壤发生液化和未发生液化实例,给出砂土液化经验的判别公式。《工业与民用建筑抗震设计规范》(GBJ11－89)又根据《工业与民用建筑工程地质勘察规范》(TJ11－74)实施后的 1975 年海城地震和 1976 年唐山地震资料,提出了液化判别两步走的方法,节省了一定的勘察工作量,也标志着我国砂土液化研究的一次飞跃。

一、砂土液化的机理

松散的砂土颗粒主要依赖于粒间摩擦力承受外力和维持本身的稳定,摩擦力又取决于法向应力

$$\tau = \sigma \cdot \mathrm{tg}\varphi \tag{6-29}$$

式中 τ——无粘性土抗剪强度,kPa;

σ——土体上覆总应力,kPa;

φ——无粘性土内摩擦角。

根据太沙基有效应力原理,总应力等于有效应力和孔隙水压力之和:

$$\sigma = \sigma' + u \tag{6-30}$$

式中 σ——总应力,kPa;

σ'——有效应力,kPa;

u——孔隙水压力,kPa。

地震时,由于震动力的往复剪切作用,砂粒间的相对位置发生变化,使砂土趋于密实状态,在砂土由疏松变密实的过程中,水必向外排出。若砂土的透水性较差(如粉细砂),排水较为困难,从而产生剩余孔隙水压力,此时砂土的抗剪强度为:

$$\begin{aligned}\tau &= [\sigma - (u_0 + \Delta u)]\mathrm{tg}\varphi \\ &= [\sigma - u]\mathrm{tg}\varphi\end{aligned} \tag{6-31}$$

式中 Δu——由于震动而产生的剩余孔隙水压力,kPa;

u——总孔隙水压力,kPa。

显而易见,砂土的抗剪强度降低了,随着地震时间的持续,剩余孔隙水压力不断地叠加而累积增大,使砂土的抗剪强度不断降低,直至完全丧失。

砂土液化的发展可分为稳定状态、初始液化状态、完全液化状态等三个阶段。

Seed 等人自 1966 年开始进行了室内动力剪切试验,为研究砂土液化机理开了先河。他们进行了循环荷载三轴压缩试验(动三轴剪),试验在各向均等的静压力 σ_a 下固结,然后在不排水条件下同时在竖向上施加 $\pm \sigma_d/2$(压,拉),侧向施加 $\mp \sigma_d/2$(拉,压)的循环荷载。循环荷载的频率,取$(1\sim2)r/S$。近于地震频率,此时试样的应力状态如图 6-4 所示。图 6-4 中上图的竖向荷载为 σ_1,侧向荷载为 σ_3;下图的竖向荷载为 σ_3,侧向荷载为 σ_1;且 $\sigma_1 = \sigma_a + \sigma_d/2$,$\sigma_3 = \sigma_a - \sigma_d/2$,$\sigma_1 - \sigma_3 = \sigma_d$,$\sigma_1$、$\sigma_3$ 的方向交替变化,在倾角为 45°的面上法向应

力 σ_a 保持不变，最大剪应力也保持不变，即 $(\tau_d)_{max}=(\sigma_1-\sigma_3)/2=\sigma_d/2$，但其方向有周期性变化，故也称之为最大循环剪应力。

根据松砂和密砂试验结果，可以得出随着动荷载循环周期数的增加，孔隙水压力不断增大，直至 $u=\sigma_a$ 时，砂的剪切变形开始增大。继续反复加荷，松砂变形迅速增大，不久即完全液化；密砂则缓慢增加，难于完全液化。砂土的埋深越大，完全液化时的超孔隙水压力就愈大。

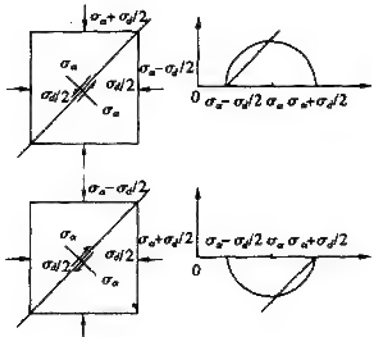


图 6-4 循环荷载三轴试验应力状态图

（据 H. B. Seed，1966）

由于饱和砂土是砂和水的复合体系，饱和砂土在振动荷载作用下发生液化的过程，也是二者矛盾斗争发展的过程。

二、影响砂土液化的因素

（一）砂土的地质地貌条件

地质年代的新老表示土层沉积时间的长短。地质年代较老的土层，由于长期的固结作用和不断地压密及沉积间断（Q_3 和 Q_4 之间有沉积间断）时期内的水化学作用，土层除密度增大外，还具有一定的胶结与密实作用。因此，地层时代越老，土的固结度、密实度越高，抗液化能力也越强。与此相反，年代越新，抗液化能力就越差。地貌单元反映了砂土成因类型和沉积环境，一般也对应着一定的地质年代，因此在同一时代形成的同一地貌单元上的土层，其性质大体相同，不同地貌单元上的土层则常具有明显的差异。

根据我国几次大地震液化区内（表 6-16）的地层特点可以看出：液化地层一般分布于古河道、河漫滩、湖沼洼地、近代海积平原及一部分一级阶地等地貌单元上。地质年代较新的沉积层，处于高级阶地等地貌单元内的晚更新世及其以前的饱和砂土或粉土层，如二级、三级阶地等不可能产生液化现象。

表 6-16 地质条件与砂土液化关系分析（据董津城，1986）

震区名称	液化区的地质条件		场地喷水冒砂分布
	地貌单元	地层时代	
邢台	河床及河漫滩	Q_4 新	条带状分布
	近代的湖沼洼地	↑	片状分布
	古河道、牛轭湖	Q_4 老	条带状分布
海城	一级阶地及漫滩	Q_4 新	条带状分布
	牛轭湖、沙坝、湖沼洼地	↑	片状分布
	近代冲积、海积平原	Q_4 老	片状分布
唐山	一级阶地及漫滩	Q_4 新	条带状分布
	古河道	↑	条带状分布
	湖沼洼地、冲积平原、海积平原	Q_4 老	片状分布
和林格尔	河漫滩	Q_4	条带状分布

(二)液化层土颗粒组成

国内外液化地层颗粒成分测定分析表明,粘粒含量影响砂土的强度和对液化的敏感性。砂土中若含少量粘粒,附着在砂粒周围的少量粘粒或胶粒可形成较厚的水化膜,起减轻砂粒重量的作用,从而有利于液化的形成。统计资料表明,液化土层粘粒含量范围为不大于1%～21%,常见范围值不大于17%。如海城地震中辽宁化工厂0号仓库地基 $d_{50}=0.023$mm,仅为营口机械厂地基 $d_{50}=0.074$mm 的1/3,但抗液化能力反而较后者为高,就是因为前者粘粒含量较大所致;邢台地震中孙家口涵洞地基为粉土与粘土,虽然遭受9度以上的地震,破坏却很轻微。唐山地震时也有类似的情况。

(三)地下水位的影响

埋藏于地下潜水位以下处于饱和状态的砂层是砂土液化不可缺少的条件之一。处于地下水位以上的非饱和松砂,在地震时因震动密实而产生附加沉降,可不考虑液化问题。据国内外地震资料,产生砂土液化的场地地下水埋藏一般较浅,多为1～3m,当埋深大于6m时,很少见到发生液化的现象。地下水对砂土液化的影响表现在以下几个方面:

(1)处于地下水位以下的饱和松散土体,在震动荷载作用下易产生较大的孔隙水压力,从而使有效应力降低。

(2)地下水位以下的土体,受水的浮力作用,其骨架间的有效连接力比无地下水时的连接力小,震动力作用下,易发生粒间移动,从而使土体结构发生破坏。

(3)地下水位以下的土体,由于水的润滑作用,使颗粒间的摩擦力降低,从而降低土的抗剪强度。

(4)地下水位可视为液化土层的排水边界条件,高的地下水位不利于排水,容易使土体产生液化;低的地下水位易于排水,有利于孔隙水压力消散,不易液化。

(四)表层非液化覆盖层厚度的影响

根据海城、唐山二个震区地震经验,一般非液化粘性土覆盖厚度超过6m时,未发现有砂土液化的现象;对于粉土,覆盖层厚度在8～9度区内均为7m,超过7m未见有砂土液化现象。

(五)地震作用强度

显而易见,砂土的液化与地震作用的强度有关。地震作用强度是指地震的强度、方向、类型和历时等。

(1)地震强度。地震作用的强度常用地震烈度来表示。烈度越高,砂土液化作用的深度越大,砂土液化的可能性也越大。

(2)地震历时。地震持续时间的长短,决定土层所接受的震动脉冲次数。液化发生的地震历时,一般均超过15s。例如1964年美国阿拉斯加地震历时长达90s,致使安克雷哥发生液化,引起滑坡。

(3)地震方向、周期。如果地震的卓越周期与建筑物本身的自振周期相近或相同,就可能使建筑物及基础与地震产生共振现象,使建筑物振幅加大,加大建筑物的破坏程度。

(4)历史地震。Seed等人研究表明,历史地震可使砂层内部的结构发生变化,侧压力系数逐渐增加,从而增大砂层的抗液化能力。

三、饱和砂层液化可能性的判别

饱和砂层的液化可能性,通常有室内试验法、震后调查及液化势判别法等,在我国地基

勘察中场地土的液化判别常分为初判和复判两个阶段。当初判为液化地基时再进行复判，饱和砂层液化判别的顺序如图 6-5 所示。

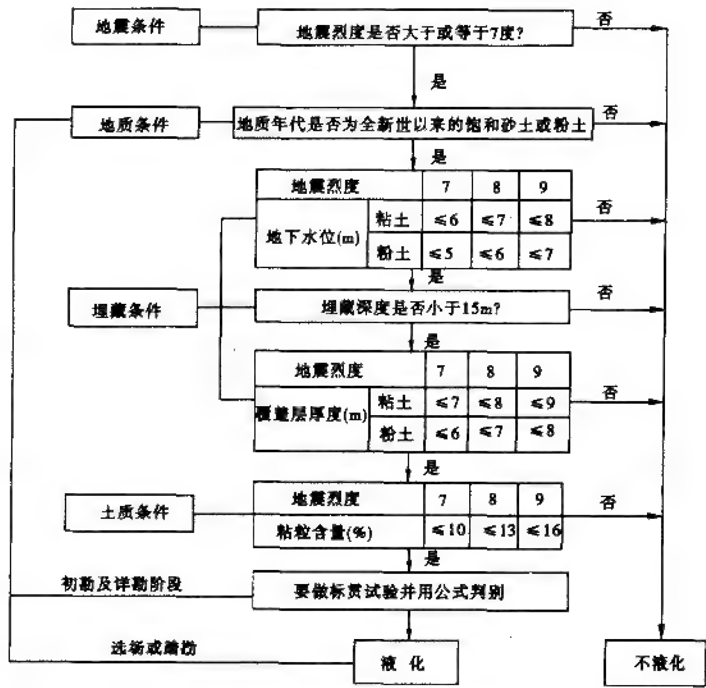


图 6-5 液化土判别程序框图(据周锡元等,1991)

(一)初判标准

饱和砂土或粉土，当符合下列条件之一时，可初判为不液化或不考虑液化影响：

(1)地质年代为第四纪晚更新世(Q_3)及其以前者，可判为不液化土。

(2)粉土的粘粒(粒径小于 0.005mm 的颗粒)含量，7 度、8 度、9 度地区分别不小于 10%、13%、16%时，可判为不液化土；用于液化判别的粘粒含量系采用六偏磷酸钠作分散剂测定，采用其他方法时应按有关规定换算。

(3)采用天然地基的建筑场地，当上覆非液化土层厚度和地下水埋藏深度符合下列条件之一时，可不考虑液化影响：

$$d_u > d_0 + d_b - 2 \tag{6-32}$$

$$d_w > d_0 + d_b - 3 \tag{6-33}$$

$$d_u + d_w > 1.5d_0 + 2d_b - 4.5 \tag{6-34}$$

式中 d_w——地下水埋藏深度，宜按建筑物使用期内年平均最高水位采用，也可按近期内年最高水位采用，m；

d_u——上覆非液化土层厚度，计算时宜将淤泥和淤泥质土扣除，m；

d_b——基础埋深，m，不超过 2m 时采用 2m；

d_0——液化土特征深度，可按表 6-17 采用。

表 6-17　液化土特征深度　(单位:m)

饱和土类别	烈度		
	Ⅶ	Ⅷ	Ⅸ
粉土	6	7	8
砂土	7	8	9

(二)复判准则

当初步判别认为可致液化时,应按标准贯入试验作进一步判别是否发生液化。

1. 标准贯入法液化可能性判别

根据《工业与民用建筑设计规范》(GBJ11-89)规定,在地面以下 15m 深度范围内的液化土应符合下式要求:

$$N_{63.5} < N_{cr} \tag{6-35}$$

$$N_{cr} = N_0[0.9 + 0.1(d_s - d_w)]\sqrt{\frac{3}{\rho_c}} \tag{6-36}$$

式中　$N_{63.5}$——饱和土标准贯入锤击数实测值(未经杆长修正);

N_{cr}——液化判别标准贯入锤击数临界值;

N_0——液化判别标准贯入锤击基准数,按表 6-18 采用;

d_s——饱和土标准贯入点深度,m;

ρ_c——粘粒含量,当小于 3%或为砂土时,均应采用 3%。

表 6-18　标准贯入锤击数基准值

近、远震	烈度		
	Ⅶ	Ⅷ	Ⅸ
近震	6	10	16
远震	8	12	-

注　近震——近源地震;远震——远源地震。

2. 其他部门采用的判别准则简介

(1)在《水工建筑物抗震设计规范》(SDJ10-78)中,采用相对密度 D_r 来评价砂土液化的可能性(表 6-19)。

表 6-19　饱和砂土地震时可能发生液化的相对密度 D_r

设计烈度	Ⅵ	Ⅶ	Ⅷ	Ⅸ	Ⅹ
D_r	<0.65	<0.70	<0.75	0.80~0.85	<0.9

(2)铁道部 1980 年采用铁道科学研究所推荐的运用静力触探法进行液化可能性判别,计算式为:

$$P_s' = P_{s0}[1 - 0.065(H_w - 2)][1 - 0.05(H_0 - 2)] \tag{6-37}$$

式中　P_s'——砂土液化临界贯入阻力;

P_{s0}——$H_w = 2m, H_0 = 2m, H = 3m$ 时砂土的临界贯入阻力,烈度为 7、8、9、10 度时其数值分别为 6~7MPa、12~13.5MPa、16~20MPa、22~25MPa;

H_w——地下水水位(地下水埋深);

H_0——上覆非液化粘性土层的厚度;

H——砂层厚度。

当实测 $P_s < P'_s$ 时,则认为是可液化砂土。

第三节　岩土体的渗透稳定问题

水在岩土体孔隙中的流动过程称为渗透。岩土体具有渗透的性质称为岩土体的渗透性。由水的渗透引起岩土体边坡失稳、基坑涌水、库水的坝基渗流及绕坝渗流等均属于岩土体的渗透稳定问题,它对工程设计、施工和安全运行都有重要的影响。

一、渗透破坏的形式

自 50 年代以来,对岩土体渗透破坏主要从宏观对比深入到机理研究,根据渗透破坏的机理将破坏形式分为流土、管涌、接触流失和接触冲刷四种形式,称为土的渗透破坏的四种模式。前两种模式发生在单一岩土层中,后两种模式则发生在成层土中。

(1)流土。在上升流作用下,动水压力超过土重度时,土体的表面隆起、浮动或某一颗粒群的同时起动而流失的现象称为流土。流土主要发生在渗流出口无任何保护的部位。流土可使土体完全丧失强度,危及建筑物的安全。

(2)管涌。在渗流作用下,土体中的细颗粒在粗颗粒形成的孔隙中流失的现象称为管涌。主要发生在内部结构不稳定的砂砾石层中。

(3)接触流失。在层次较分明,而渗透系数差别很大的两土层中,当渗流垂直于层面运动时,将细粒层(渗透系数小)的细颗粒带入粗粒层(渗透系数较大层)的现象称为接触流失。包括接触管涌和接触流土两种类型。

(4)接触冲刷。渗流沿着两种不同粒径组成的土层层面发生带走细颗粒的现象。在自然界中,沿两种介质界面诸如建筑物与地基、土坝与涵管等接触面流动促成的冲刷,均属此破坏类型。

二、渗透变形产生的条件

根据渗透破坏的机理,可将产生渗透变形的条件分为两种类型,其一是动水压力和土体结构,它们是产生渗透变形的必要条件;另一类则是地质条件和工程因素,称之为充分条件。只有当土具备充分必要条件时,才发生渗透破坏。

(一)渗流动水压力和临界水力坡度的概念

地下水在松散介质的孔隙中流动,土粒与水流相互包围。由于水流流线间及水流与土粒间的摩阻力作用而产生一定的水头损失,水头降低,故每一土粒在水头差作用下,承受来自水流的作用力——渗透力。

取一微单元体分析,设渗透水由下往上流经的长度和断面积分别为 dl 和 dw,上下界面的水头差为 dh(图 6-6),则单元土体承受的总渗透压力 dp 为:

$$dp = \rho_w \cdot g \cdot dh \cdot dw \tag{6-38}$$

式中　ρ_w——水的密度;

g——重力加速度。

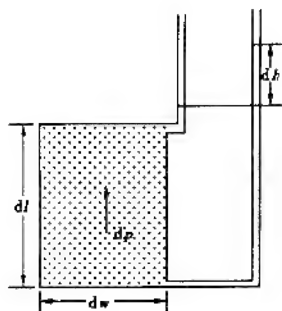


图 6-6 渗透压力示意图

将渗透力作用分解在土体的单位体积上，称之为动水压力 D：

$$D = \frac{dp}{dw \cdot dl} = \rho_w \cdot g \cdot I \tag{6-39}$$

式中符号含义同前。动水压力的作用方向与渗流流向一致。一般取 ρ_w 为 10kN/m³，故 $D = I \cdot g$(kN/m³)

单元土体的浮密度为 ρ'，则其水下重量 dQ 为：

$$dQ = \rho' \cdot dl \cdot dw \cdot g \tag{6-40}$$

当 $dp = dQ$ 时，单元土体发生流土，此时的水力坡度称为流土型临界水力坡度，以 I_{cr} 表示：

$$I_{cr} = \rho' / \rho_w \tag{6-41}$$

由于 $\rho_w = 10\text{kN/m}^3$，所以 $I_{cr} = \rho'$，由土的物理性质指标间的关系，$\rho' = (\rho_s - 1)(1 - n)$，故有

$$I_{cr} = (\rho_s - 1)(1 - n) \tag{6-42}$$

式中 ρ_s——土粒密度；

n——土的孔隙度。

式(6-42)即为太沙基渗流公式。由式可知，土粒密度愈大，孔隙度越小，临界水力坡度越大，土体越不易发生渗透变形。式(6-42)中未考虑土体本身强度的影响，故实测的 I_{cr} 往往比公式计算的要大，尤其当土的结构较紧密和粘粒含量较多时更是如此。为此，札马林提出了修正的公式：

$$I_{cr} = (\rho_s - 1)(1 - n) + 0.5n \tag{6-43}$$

式中符号含义同上，我国水利系统在考虑土的抗剪强度的基础上，提出了坝(闸)后地下水逸出段发生流土的临界水力坡降计算公式为：

$$I_{cr} = \frac{\rho'}{\rho_w}(1 + \frac{1}{2}\xi \cdot \text{tg}\varphi) + \frac{C}{\rho_w g} \tag{6-44}$$

式中 C、φ——土的内聚力和内摩擦角；

ξ——土侧压力系数。

管涌土的水动力条件较为复杂，一般采用图表法和直接试验法确定临界水力坡降，在此不作讨论。

(二)土的抗渗强度

土体抗渗强度是评价土体和水工建筑物渗透稳定的主要依据，一般指土体抵抗渗透破坏的能力。土体抗渗强度的大小主要受土中颗粒级配及细粒物质的含量的影响。

(1)粗细粒径的比例。研究表明，土体易于发生管涌的粗细粒径比例为 $D/d > 20$。土越疏松，细颗粒物质在孔隙中随渗流运动越容易。

(2)细颗粒的含量。大量试验表明，当细颗粒含量大于 35%时，渗透破坏类型为流土型；当细颗粒含量小于 25%时，则为管涌型；当细颗粒含量在 25%～35%之间时，流土和管涌均可能发生，且主要取决于碎石土的密实程度及细颗粒的组成，相对密度 $D_r > 0.33$、细颗

粒不均匀系数较小的砾石类土,一般发生流土,反之则为管涌。此外,细颗粒成分中粘粒含量增加可增大土的内聚力,从而增大土体的抗渗强度。

(3)土的颗粒级配。土的级配用不均匀系数 $C_u=d_{60}/d_{10}$ 表示。试验表明:当 $C_u<10$ 时,渗透变形的主要形式为流土;当 $C_u>20$ 时,主要形式为管涌;当 C_u 在 10~20 之间时,流土和管涌均可能发生。临界水力坡度与不均匀系数的关系可用图 6-7 表示。

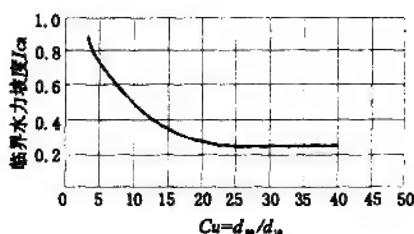


图 6-7 临界水力坡度与土不均匀系数关系曲线

(三)地质条件对渗透变形的影响

(1)地层分布特征。地层分布特征对渗透变形的影响,主要表现在坝基下。单一的砂砾石层,以管涌型渗透变形为主。对于双层及多层结构的土层,渗透变形取决于表层粘性土的性质、厚度和分布范围。若粘性土层厚且分布范围大,尽管下卧砂砾石层水力梯度大,也不易发生渗透变形。

(2)地形地貌条件。沟谷深切影响了渗流的补给条件、渗径长度和出口条件,尤其是坝基上、下游的沟谷将表土层切穿,则有利于渗流的补给,并使渗径缩短而增大水力梯度;若下游地下水逸出段的渗流出口具有临空条件,则有利于渗透变形的发生。另外,在古河道及洪积平原前较近部位修筑水工建筑物时,应特别注意渗透变形的可能性及其类型。

(四)工程因素

工程因素对渗透变形的影响主要包括大坝和汲水井的渗流出口条件、库水位的骤降、施工破坏透水层及建筑物底面轮廓等。如我国发生的几起土石坝渗透变形及溃坝事件,与渗流出口部位未加保护都有很大的关系。深基坑开挖时,由于破坏了隔水层而造成基坑坑壁坍塌等,也属于工程因素造成的渗透破坏类型。

三、渗透变形的防治措施

控制坝基及地基的渗流,其主要任务可归结为三点:一是尽量减少渗漏量;二是提早释放渗透压力,保证地基与水工建筑物有足够的静力稳定性;三是防止渗透破坏,保证渗透稳定性。因此,渗透变形的防治措施可分为渗流水动力条件改变、渗流出口保护和土石性质改善等三个方面。

(一)建筑物深挖基坑及地下巷道施工时流砂破坏的防治

这种防治措施主要采用人工降低地下水位的办法,使地下水位或水头低于基坑底板。其目的是在防治流砂的同时,又防止了地下水涌入基坑。也可采用板桩防护墙施工。

水平坑道、竖井开挖遇流砂时,前者可采用盾构法施工,后者采用沉井式支护掘井。目前工程中也可采用冻结法或电动硅化法改善砂土性质,使施工顺利进行。这类施工方法目

前在北京、武汉、上海等地均有应用成果。

(二)抽水井防止管涌的措施

通过在过滤管与井壁间充填反滤料,以保护渗流出口。反滤料的粒径选择必须考虑到被保护的含水层中潜蚀颗粒的大小,以细颗粒不能穿过反滤料孔隙为原则。

(三)土石坝坝基渗流控制措施

坝基有岩基和非岩基两大类,非岩基也称为松散地基。对松散地基的渗流通常采用垂直和水平两种控制手段,具体措施有:①设置截水槽;②浇筑混凝土防渗墙或设灌浆帷幕;③铺筑上游水平防渗铺盖。土石坝岩基的渗流控制主要是防渗和保证渗透稳定,如我国黄河小浪底工程坝高 154m 的土石坝及三峡工程二期围堰堰体等均采用防渗墙和防渗帷幕结合防止坝基渗流。

第四节 岩土体边坡稳定性分析

边坡(或叫斜坡)按其成因分天然边坡和人工边坡。天然边坡是指各种自然地质作用形成的边坡,如河流的冲蚀作用等。人工边坡则指由于人类工程和经济活动形成的边坡,如矿山露采边坡、道路建设中的路堑边坡、大型地下洞室(群)进出口边坡等。边坡的稳定性研究是工程地质学研究的主要工程地质问题之一。边坡稳定性直接影响各类建筑物的规划、设计、施工和运行安全。由于边坡失稳造成的灾害是多方面的。最典型的如意大利瓦依昂水库岸坡失稳,该水库 1960 年建成并开始蓄水,坝型为双曲拱坝,坝高 265m,是当时世界上最高、设计最先进的大坝之一。随着水库水位上升,左岸边坡开始变形。1963 年 10 月 9 日,近 3 亿 m^3 的岩土体倾刻间高速滑入库内,产生 260m 高的涌浪,库水漫过坝顶冲向下游,死伤约3 000人。又如 1981 年 7 月,暴雨引起了四川较大区域的滑坡等灾害,全省 90 个县、州发生了 6 万多处滑坡,其中大规模的约47 000处,数量之多,分布之广,发生时间之集中,灾害之严重,是历史上罕见的。1980 年 7 月 3 日成昆铁路铁西站发生 220 万 m^3 大滑坡,滑坡体掩埋铁路,堵塞隧洞入口,使铁路营运中断达 40 天之久,造成巨大损失。1983 年 3 月 7 日甘肃东乡县洒勒山发生巨型滑坡,由黄土及第三系红色泥岩组成的洒勒山主峰及南坡约 5 000万 m^3 岩土体突然下滑,前缘冲出 1.5km,堵塞巴谢河河床 240 多米,4 个村寨被毁灭,死亡 237 人,是一次中外瞩目的重大地质灾害。另外,一些古老滑坡体的存在,威胁建筑物的安全,迫使工程改变方案,如我国黄坛口水库设计方案的变更,以及黄河小浪底水库一坝址的放弃等等。

上述实例可以看出,边坡稳定性的工程地质分析是十分重要的。边坡稳定性工程地质研究内容主要有边坡变形破坏的类型、边坡变形与破坏的演化过程、边坡稳定性影响因素、边坡稳定性的定量评价,以及不稳定边坡的治理措施等。目前,环境地质研究还十分重视不稳定边坡的预测预报。

一、边坡分类及影响边坡稳定性的因素

(一)边坡分类

边坡分类方法很多,以下主要介绍简单常用的几种。

1. 按组成边坡的岩性分

(1)粘性土类边坡。边坡岩土体主要由粘性土组成。常见的如粘性土地区的深基坑边

坡等。常见于山坡及山前。

(2)碎石类边坡。由各种堆积物(坡积、残积、洪积等)组成的边坡。

(3)黄土类边坡。由不同时期黄土形成的边坡。常见于我国西北、华北黄土地区黄土梁、峁、塬及沟谷边缘或黄土地区的人工路堑边坡、基坑边坡等。

(4)岩石类边坡。由不同时代基岩地层组成的边坡。是基岩或覆盖层较深地区常见的边坡类型。

2.按岩层倾向与坡向关系分

(1)顺向边坡。岩层倾向与坡向一致。是一种最不利的岸坡结构,顺向坡的稳定性一般较差,不稳定的岩土体极容易沿层面产生顺层滑动。

(2)反向边坡。岩层倾向与坡向相反。在同一地区,其稳定性较顺向坡、斜向坡好。

(3)斜向边坡。岩层倾向与坡向相交。一般情况下其稳定性介于顺向坡与反向坡之间。

3.按边坡成因分

(1)剥蚀边坡。由于地壳上升,外动力对岩体的剥蚀作用形成。

(2)堆积边坡。由风化剥蚀物质堆积而成。

(3)侵蚀边坡。由于地表水的侵蚀作用形成。

(4)人工边坡。由人工开挖、堆积形成的边坡。

(5)滑塌边坡。自然斜坡滑动、崩塌而形成的边坡。

(二)影响边坡稳定性的因素

边坡的变形破坏是一个多因素综合作用的结果。因此,影响边坡稳定性的因素也是多方面的。

(1)岩土性质。包括岩土的坚硬（密实）程度、抗风化能力和软化性、抗剪强度、颗粒大小、形状以及透水性等。不同岩层组成的边坡其稳定性和变形破坏的形式不同。如同一地区、相同岸坡形态下，岩性软弱的岩土边坡稳定性相对较差，易产生滑坡等，而岩性相对坚硬的地层（花岗岩、厚层硅质砂岩等）则边坡稳定性较好或仅局部以崩塌破坏为主。

(2)岩体结构及地质构造。主要包括结构面的发育程度及分布组合规律、结构面的性状、软弱的潜在滑动面及破碎带的分布与斜坡的相互关系等。各种结构面是边坡稳定的控制性因素,其相互组合往往构成边坡变形破坏的边界条件。另外,区域地质构造比较复杂、褶皱发育、新构造运动比较强烈的地段,边坡稳定性较差。岩质边坡中缓倾地层顺向坡容易形成顺层滑动。

(3)水文地质条件。地表水和地下水往往是影响边坡稳定性的重要因素。不少边坡变形破坏的实例都与水的作用有关。水与地震一样往往是影响边坡失稳的触发因素。有关调查表明,90%以上的滑坡发生在雨季或雨后,这足以表明水对边坡破坏的诱发作用。地下水的作用主要表现在增加岩土的重度、降低滑面的抗剪强度及水在岩土体中渗流产生的动水压力。水库库岸的水下边坡还受水的浮托力和静水压力的作用。显然,水对边坡稳定性的影响是十分不利的,而且水又是一个很活跃的因素,应予以重视。

(4)地震作用。地震对边坡稳定性影响较大。在地震诱发作用下往往出现较大范围的边坡失稳。如1943年8月25日四川迭溪地震,引起大面积滑坡和崩塌,迭溪古城被毁,滑体堆积于岷江河道,形成三座高达100m的天然堆石坝,拦水达4亿～5亿m^3,10月9日堆

石坝溃决，下游约200km沿江村庄受灾，死亡2 500多人。又如1974年5月11日云南昭通7.1级地震，诱发滑坡、崩塌约60处。地震作用对边坡稳定性的影响，主要表现在岩土体受到地震加速度作用使其下滑力增加，同时在地震作用下，岩土体中的孔隙水压力增加和岩体强度降低等都不利于边坡稳定。

(5)地形地貌。地形地貌对边坡稳定性的影响是不言而喻的。边坡的变形破坏是山区发育的主要地质灾害。因此，通常在山地、丘陵及河谷阶地这些地貌单元，易产生边坡的变形破坏。地形上表现为边坡的高度、坡度及坡面形态是影响边坡稳定性的重要因素，如边坡愈高、坡度愈陡、坡面呈凸型坡，则其稳定性较差。

(6)人工因素。人工因素已经成为影响边坡稳定性的一个不可忽视的重要因素，随着人类工程规模的不断扩大，人类改造自然的能力愈来愈强。不合理的人类工程活动往往造成边坡的变形和破坏。如不合理的人工开挖、爆破及废弃物的堆放等都可能影响边坡的稳定性。另一方面，人类工程的兴建，改变了原来的自然地质环境，造成边坡变形破坏，如水库兴建引起的库岸坍塌、人工建筑造成的坡顶超载、拱坝坝肩传给两岸的推力、预应力锚固时加的预拉应力、引水隧洞产生的水锤作用等都可能影响边坡稳定性。

除上述因素外，还有如风化作用、卸荷作用及气象水文因素等等都对边坡稳定性有一定的影响。

二、边坡变形破坏的类型及主要特征

边坡在各种地质营力及人类工程活动作用下，处在不断的发展变化之中。轻微的如风化、侵蚀、剥落等；严重的则产生变形或破坏，如常见的崩塌、滑坡及边坡岩体的弯曲、拉裂、倾倒等。边坡的变形和破坏是相互联系的。变形是破坏的先导，是前提和基础；破坏则是边坡变形的结果，变形累积到一定程度就会引起边坡破坏。常见的边坡变形破坏的主要类型有松弛张裂、蠕动变形(蠕变)、崩塌和滑坡。显然前两种类型属边坡的变形，后两类则属边坡破坏类型。

(一)松弛张裂

边坡在形成过程中，由于坡面附近的侧向应力的削弱，使边坡岩体向临空面方向产生卸荷回弹变形而在坡体内出现张裂隙的现象称为松弛张裂。这种岩体卸荷回弹产生的张裂隙也称为卸荷裂隙。岸坡卸荷裂隙一般平行于坡面分布，往往形成一个深达几十米甚至上百米的岩体卸荷带。卸荷带的深度与河谷下切的深度、地应力及岩性和岩体结构有关。卸荷裂隙使岩体完整性变差、透水性增强、风化作用加剧、强度降低。卸荷回弹还可以引起基坑边坡发生变形和松弛。如葛洲坝二江电站在基坑开挖过程中，边坡每月位移达2cm，八九个月后趋向于稳定。

(二)蠕动变形

蠕变是岩体的流变特性之一，其概念前已述及。边坡岩体的蠕动变形是指边坡岩体在自重应力作用下一种长期缓慢的变形，可以分为表层蠕变和深层蠕变两种类型。

表层蠕变主要表现为表部岩体的弯曲变形，严重的甚至发生倒转、破裂、倾倒。

深层蠕变则是指在埋深较大的较坚硬岩层之间所夹的软弱岩层引起的缓慢变形，表现为上部硬岩层出现张裂隙及不均匀沉陷等，软岩层则向外挤出。显然，蠕变是边坡变形的一种非常普遍的重要类型或称一个发展阶段。当蠕变进一步发展并在裂隙水、震动等外部因素影响下，往往导致边坡破坏。

(三)崩塌

在高陡边坡地段,边坡上部岩体受裂隙切割,在重力作用下突然整块脱离母岩高速翻滚坠落的急剧破坏现象称为崩塌。发生在土坡中的崩塌称作“土崩”,发生在岩石边坡中的崩塌叫“岩崩”,大规模的山体崩塌称为“山崩”。崩塌下来的大小石块常沿山坡堆积在坡脚处,形成倒锥体形状的堆积体,称为“岩堆”。岩堆是松散的天然堆积,常常是不稳定的,在各种自然营力作用下,还可能发生滑动。大规模的崩塌往往造成严重的危害。如湖北盐池河磷矿岩崩,岩堆冲垮并掩埋了该矿务局的几乎所有房屋。长江新滩两岸的岩崩,历史上曾四次造成堵江断航。广家崖岩崩,大量的崩积物促使了新滩滑坡的滑动,其对岸的链子崖危岩体目前正在监测之中。

(四)滑坡

滑坡是边坡岩土体在重力作用下,沿贯通的剪切破坏面整体滑动破坏的现象。滑坡是分布最广、危害最大的一种边坡破坏形式,常常威胁着人民生命财产的安全,是我国地质灾害的重要类型之一。

1. 滑坡要素

一个完整的滑坡,一般都具有以下要素(图 6-8):

(1)滑坡体——整个滑动的岩土体部分(简称滑体)。

(2)滑坡周界——滑坡体与周围稳定岩体在地表上的分界线。

(3)滑坡后壁——滑体后缘和稳定岩体分离形成的陡立岩壁。

(4)滑坡台地——由于滑体不同部位滑动速度的差异在滑体表面形成的阶梯状分布的小台地。

(5)滑动面——滑坡体沿稳定岩体下滑的滑动面(简称滑面)。

(6)滑坡床——滑面下的稳定岩土体。

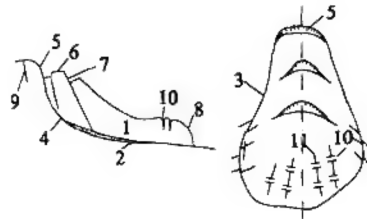


图 6-8 滑坡要素示意图

1-滑坡体 2-滑动面 3-滑坡周界 4-滑坡床
5-滑坡后壁 6-滑坡台地 7-滑坡台坎 8-滑坡舌
9-后缘张裂隙 10-鼓胀裂隙 11-扇形张裂隙

(7)滑坡轴——滑体中滑动速度最快的纵向线,代表滑坡的滑动方向。

(8)滑坡舌——滑体前缘由于岩土体的挤压常形成的舌状隆起地带。

(9)滑坡鼓丘——滑体前缘因滑动受阻隆起的小丘。

(10)封闭洼地——滑体与滑坡壁之间形成的洼地。因其通常四周较高故称为封闭洼地。

(11)滑坡裂隙——由于滑体各部分受力不同而在不同部位形成的不同性质及形态的裂隙。如滑坡壁后部平行滑坡壁呈弧形分布的拉张裂隙,滑体中部两侧羽毛状剪裂隙、中下部放射状扇形裂隙及前缘与主滑方向垂直的鼓胀裂隙等。

2. 滑坡分类

滑坡可根据不同的依据,划分成各种类型。常见分类有:

(1)按滑体岩性分。①堆积层滑坡。滑体由堆积物组成,滑面在堆积层内或沿基岩面滑动。②黄土滑坡。滑体由黄土组成,滑面在黄土层内或沿下伏岩面滑动。③粘性土滑坡。

滑体由粘性土组成，滑面在粘土层内或沿下伏岩面滑动。④基岩滑坡。由岩体组成的滑体沿结构面滑动。

(2)按滑面与岩层面的关系分。①顺层滑坡。滑体沿层面或不整合面发生的滑坡(图6-9a)。②切层滑坡。滑面切穿层面，滑体沿断层或裂隙与层面组合成的折线状滑面滑动(图6-9b)。③均质滑坡。发生在层面不明显的均质粘性土或黄土中的滑坡，滑面多为圆弧状(图6-9c)。

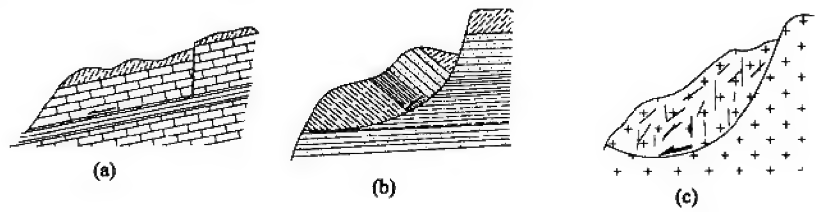


图6-9 滑坡类型

(a)顺层滑坡 (b)切层滑坡 (c)均质滑坡

(3)按引起滑动的力学性质分。①推动式滑坡。在上覆荷载作用下，滑面后部首先破坏，然后推动整体滑动(始动点在后，向前发展)。②牵引式滑坡。坡脚岩土体失去支撑首先破坏，然后牵动整体下滑(始动点在前，向后发展)。

(4)按体积大小分类(见表6-20)。

除上述分类外，还有人按滑体厚度分类(见表6-21)。还可按形成时间分为老滑坡、新滑坡等。

表6-20 **滑坡按体积分类**

类型	滑体体积(m^3)
小型	<5 000
中型	5 000~50 000
大型	50 000~100 000
巨型	>100 000

表6-21 **滑坡按滑体厚度分类**

类型	滑体厚度(m)
浅层	<6
中层	6~20
深层	>20

3.滑坡判断的标志

滑坡产生以后，常在地表形成地形地貌、岩性及岩土结构、水文地质条件等各种局部异常现象，根据这些现象即可判断滑坡体的存在与否。

(1)地形地貌及地物标志。滑坡往往造成斜坡上出现圈椅状或马蹄状地形，或使斜坡上出现反向台坎及坡脚向河床方向突出。表现在地形图上常出现地形等高线的间距及弯曲度在局部发生异常(图6-10)。

滑坡体上常有鼻状凸丘或多级平台。

滑体两侧常形成沟谷，并出现双沟同源现象(图6-10)。

滑体上常有积水洼地、地面裂缝、树木歪斜(马刀树、醉汉林)、房屋倾斜、开裂等现象。

(2)岩土结构特征。由于岩体滑动，常造成滑体与周围地层层位、产状等特征的不连续。有时滑体内新老地层倒置，有时岩层层位正常、但产状明显不一致(如出现地层反倾、走向改

变或倾角变化等)，或滑体内岩土体常出现扰动松脱现象。

(3)水文地质标志。斜坡岩体地下水动态发生局部变化，使滑体成为一个复杂的单独含水体。在滑动带前缘常有成排的泉水分布，并且其泉水出水量的大小和泉水的清浊程度往往与滑体的活动有关。

(4)滑坡边界及滑坡床标志。滑坡壁上有顺坡擦痕，前缘土体常被挤出或呈舌状凸起；滑体两侧常以沟谷或裂面为界；滑坡床常具有塑性变形带，其带内常由粘土矿物及磨光角砾组成；滑动面很光滑，而且其擦痕方向与滑动方向一致。

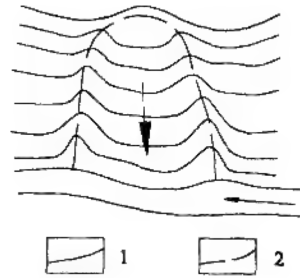


图 6-10 滑坡产生的地形线变化与双沟同源现象
1－地形等高线 2－滑坡界线

以上主要标志往往相互联系，同时出现，野外一定要注意综合分析，准确判断。

4.滑坡形成的机制及其边界条件

岩土体的滑动是沿一个或一组滑面(带)发生的。而滑动面(带)常常是在一个点或一个局部范围内首先剪切破坏，然后再形成贯通的破坏面。因此，滑面的形成及其特性对滑坡的产生和发展起着决定性作用。其形成机制有以下两种情况：

(1)滑动面受最大剪应力控制。在均质岩土体中，当滑坡发生前岩土体内不存在软弱结构面作为滑动面的情况下，当边坡岩土体内的剪应力超过其强度极限时，就将大致沿着最大剪应力面发生剪切滑动，形成呈弧形并在斜坡上缘转为陡倾的滑动面。此类情况下，岩土体的强度对边坡稳定性起着决定性作用。如黄土滑坡及粘土滑坡等。

(2)滑动面受已有结构面的控制。当坡体内有软弱结构面存在，并能构成有利于岩土体滑动的结构面(或几个面的组合)时，岩土体将沿已有结构面产生滑动。这时软弱结构面的产状和抗剪强度对边坡稳定性起着控制作用，而不决定于岩石本身的强度。岩质边坡的滑坡绝大多数属这种情况。

无论何种情况，大多数边坡在破坏前一般都要经历一个较长时期的蠕动变形阶段，在这个阶段，岩体主要表现为小量、缓慢、速率较均匀的沉陷或滑移变形。之后坡体上出现裂隙，上部被拉开。这一过程可持续数日或数年以上。如瓦依昂滑坡，蠕动变形阶段至少持续了四年以上。有些边坡甚至可以长时间处于缓慢的蠕动变形之中。

滑坡产生的边界条件通常是指岩土体滑动时必须具备的滑动面、切割面及临空面。

滑动面即滑面，滑面是控制边坡稳定性的一个重要的、起决定作用的边界条件。通常由岩土体中的最大剪应力面或已有结构面(或几个面的组合)构成。

切割面是滑体与后缘及两侧稳定岩体的分界面。与滑动方向一致的一组切割面称为纵向切割面，与之近正交的一组称为横向切割面，这两组切割面把滑体与周围稳定岩体分离开，使滑体成为一个分离体。

临空面指位于滑体前缘的自由面。临空面的存在，使滑体沿滑动方向有了变形空间。如基坑的壁面、斜坡的坡面等都是临空面。

具备了上述边界条件，边坡就有了滑动的可能。能否滑动，其影响因素较多，但主要取

决于滑动面的物理及力学特性。必须根据有关参数定量计算后作出评价。

三、边坡稳定性工程地质评价方法

边坡稳定性工程地质评价的目的,一是对与工程有关的天然边坡或人工边坡的稳定性作出定性和定量评价;二是要为合理地设计人工边坡和边坡变形破坏的防治措施提供依据。边坡稳定性评价的方法主要有:地质分析法(历史成因分析法)、力学计算法、图解法和工程地质类比法等。工程地质评价的步骤是:首先全面考虑影响边坡稳定性的因素及其边界条件,进行定性评价,在此基础上再进行定量力学计算等,然后综合评价其稳定性。

(一)地质分析法

地质分析法也叫历史成因分析法,是根据边坡的地形地貌形态、地质条件和边坡变形破坏的基本规律,追溯边坡演变的全过程,预测边坡稳定性发展的总趋势和边坡变形破坏的方式,对边坡稳定性作出定性评价。对已发生过的滑坡,则要判断其复活和转化的可能性。判断内容基本上考虑地形地貌、地层岩性、地质构造、水文地质条件及降雨、风化、人工开挖、震动等因素的影响,请参阅前述影响边坡稳定性的因素分析,不再重述。

(二)力学计算法

力学计算方法是判断滑坡稳定性的一种定量分析方法。力学计算方法很多,应根据不同的边界条件和变形破坏的类型采用合适的计算方法。如对均质滑坡通常采用土力学中介绍的圆弧面法(瑞典法、毕肖普法等)、对平面及折线状滑动面的岩质边坡的计算,可按《岩土工程勘察规范》(GB50021-94)第 4.2.5 条及第 4.2.6 条等规定的刚体极限平衡方法进行计算。此外,还可用弹性力学中的有限单元法等进行计算。对一些大型滑坡常采用三维有限元计算,具体方法请参阅有关书籍。本节重点介绍圆弧面法和滑面为折线时滑坡稳定性验算的刚体极限平衡方法。

边坡稳定性计算时,首先应该选择有代表性的断面,并应划分出牵引、主滑和抗滑地段;其次各段计算指标应根据测试结果结合当地经验综合确定;另外,一般用刚体极限平衡理论求抗滑稳定系数 F_S($F_S=\frac{抗滑力}{下滑力}$)以表示边坡稳定性。

1. 滑面为圆弧面

对于均匀土体边坡及节理发育的岩体或弃石堆积边坡,易发生旋转破坏,滑动面为圆弧形,这时宜采用总应力法或有效应力法计算。

(1)按总应力法时:

$$F_S=\frac{\sum N\cdot \mathrm{tg}\varphi+C\cdot \overset{\frown}{L}}{\sum T} \tag{6-45}$$

式中 N、T——分条条块重量垂直和平行于潜在滑动面的分量,kN/m;

C、φ——边坡物质的粘聚力(kPa)和内摩擦角(°),用直接快剪或三轴不排水剪求得;

$\overset{\frown}{L}$——潜在滑弧长度,m。

(2)按有效应力法时:

$$F_S=\frac{\sum (N-u)\mathrm{tg}\varphi'+C'\overset{\frown}{L}}{\sum T} \tag{6-46}$$

式中 u——孔隙水压力,kPa;

C'、φ'——边坡物质的有效粘聚力(kPa)和有效内摩擦角(°),用直接慢剪或三轴固结不排水剪求得。

N、T 含义同前。

2. 滑面为平面

当岩质边坡的主要结构面走向平行坡面、倾向一致、结构面倾角(β)小于坡角(α)且大于其内摩擦角(φ)时,易发生平面破坏(图 6-11)。其抗滑稳定系数可按下式算:

$$F_S = \frac{CA + (W\cos\beta - u - v\sin\beta)\mathrm{tg}\varphi}{W\sin\beta + v\cos\beta} \tag{6-47}$$

$$A = (H - Z)\cos\beta \tag{6-48}$$

$$u = \frac{1}{2}\gamma_w Z_w (H - Z)\cos\beta \tag{6-49}$$

$$v = \frac{1}{2}\gamma_w Z_w^2 \tag{6-50}$$

$$W = \frac{1}{2}\gamma H^2 \{[1 - (\frac{Z}{H})^2]\cot\beta - \cot\alpha\} \tag{6-51}$$

式中 γ_w——水的重度,kN/m³;

γ——岩体的重度,kN/m³;

α——坡角,(°);

β——结构面倾角,(°);

φ——结构面摩擦角,(°);

W——滑体所受的重力,kN。

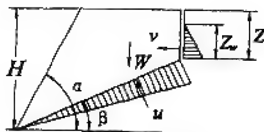


图 6-11 坡面上有张裂隙的单滑面滑动

3. 双滑面

当岩层边坡两组结构面的交线倾向坡面、交线倾角小于坡角大于其摩擦角时,易发生楔形破坏,滑面呈楔形,楔体沿结构面交线下滑。其稳定系数可按下式计算:

$$F_S = \frac{N_A \mathrm{tg}\varphi_A + N_B \mathrm{tg}\varphi_B + C_A A_A + C_B A_B}{W\sin\beta_{AB}} \tag{6-52}$$

式中 N_A、N_B——由 W 引起的作用于结构面 A、B 上的法向力,kN;

C_A、C_B——结构面 A、B 上的粘聚力,kPa;

φ_A、φ_B——结构面 A、B 上的摩擦角,(°);

A_A、A_B——结构面 A、B 的面积,m²;

W——楔体所受的重力,kN;

β_{AB}——A、B 结构面交线的倾角,(°)。

当边坡中有地下水活动,或边坡位于强震区,以及边坡上有荷载作用时,稳定计算还应考虑其对边坡稳定性的影响。

4. 多滑面

当滑面为多个不同产状滑面组合而成的折线形时,抗滑稳定系数计算为:

$$F_S = \frac{\sum_{i=1}^{n-1}(R_i \prod_{j=i}^{n-1}\psi_j) + R_n}{\sum_{i=1}^{n-1}(T_i \prod_{j=i}^{n-1}\psi_j) + T_n} \tag{6-53}$$

$$\psi_j = \cos(\theta_i - \theta_{i+1}) - \sin(\theta_i - \theta_{i+1})\mathrm{tg}\varphi_{i+1} \tag{6-54}$$

$$\prod_{j=i}^{n-1}\psi_j = \psi_i \cdot \psi_{i+1} \cdot \psi_{i+2} \cdots\cdots \cdot \psi_{n-1} \tag{6-55}$$

$$R_i = N_i \mathrm{tg}\varphi_i + C_i L_i \tag{6-56}$$

式中 F_S——稳定系数；

R_i——作用于第 i 块段的抗滑力，kN/m；

N_i——第 i 块段滑动面的法向分力，kN/m；

C_i、φ_i——第 i 块段上的粘聚力(kPa)和土的内摩擦角(°)；

L_i——第 i 块滑面长度 m；

T_i——作用于第 i 块滑动面上的滑动分力，与滑动方向相反时 T_i 取负值，kN/m；

ψ_j——第 i 块段的剩余滑动力传递到 $i+1$ 块段时的传递系数($j=i$)。

边坡稳定系数 F_S 的取值应符合表 6-22 要求。

表 6-22　**边坡稳定系数 F_S 取值**

边坡类型		F_S
新设计边坡	破坏后果很严重的一级边坡工程	1.30～1.50
	破坏后果严重的二级边坡工程	1.15～1.30
	破坏后果不严重的三级边坡工程	1.05～1.15
已有边坡稳定计算		1.10～1.25

对大型边坡设计时，除按上述规定外，还宜进行边坡可靠性分析，并对影响边坡稳定性的因素进行敏感性分析。

(三)图解分析法

在边坡稳定性分析中，有两种类型的图解分析法，一种是为使力学计算简化而将已有经验及成果绘制成曲线图表，通过查图表来判断边坡稳定性的方法，亦即图解计算法，如 Taylor 法、Bishop 法、Лобасов 法等(详见文献[8])。另一种则是利用极射赤平投影或实体比例投影的原理和方法，对边坡岩体中存在的各组构面与坡面进行作图分析，找出可能的滑面及滑动方向并确定滑体体积等。如极射赤平投影法及实体比例投影法等。图解分析法是建立在对边坡岩体中各种地质结构面及岩体结构特性大量调查统计的基础上的。根据这些资料绘制坡面和结构面的赤平投影图，该图能有效地判断边坡稳定性和滑动形式等。但要确定软弱结构面在边坡上的具体位置及滑体的大小及形态特征等，则须在赤平投影的基础上采用实体比例投影方法(详见文献[8]等)。

(四)工程地质类比法

工程地质类比法也叫工程比拟法。通常是根据大量已有边坡工程的设计经验，指导条件相似的各类边坡的研究和设计的一种方法。该方法简单、使用较方便，但其经验性很强。

通常应用于中小型工程和计算资料不足时进行边坡稳定分析。我们曾根据该方法方便简单及我国目前工程资料十分丰富等特点,在考虑边坡稳定性因素分析的基础上,应用模糊相似选择等理论对该方法进行了定量化研究,使其更具有生命力(详见文献[10])。

以上分析方法是边坡稳定分析中较常用的几种方法。随着科学事业的发展还将不断出现新的理论和方法。应用时注意一定要定性与定量分析相结合,定量评价一定要建立在可靠的定性分析基础上,并采用多种方法相互验证,使分析评价结果更加合理可靠。

四、不稳定边坡的治理措施

(1)防止地表水入浸滑坡体。可采取填塞裂缝和消除地表积水洼地、用排水天沟截水或在滑坡体上设置不透水的排水明沟或暗沟,以及种植蒸腾量大的树木等措施。

(2)对地下水丰富的滑坡体可在滑体周界5m以外设截水沟和排水隧洞,或在滑体内设支撑盲沟和排水孔、排水廊道等(图6-12、图6-13)。

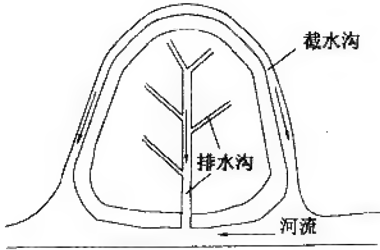


图6-12 排水沟示意图

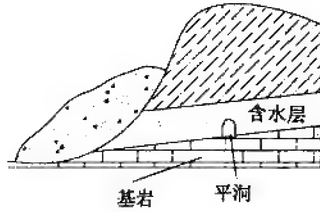


图6-13 排水廊道示意图

(3)削坡及减重反压。对滑坡主滑段可采取开挖卸荷、降低坡高或在坡脚抗滑地段加荷反压等措施,这样有利于增加边坡的稳定性,但削坡一定要注意有利于降低边坡有效高度并保护抗力体(图6-14、图6-15)。

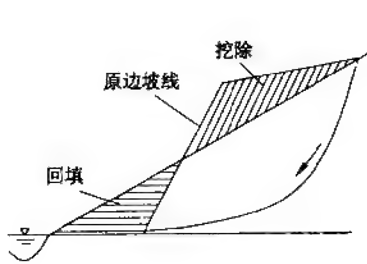


图6-14 削坡处理示意图

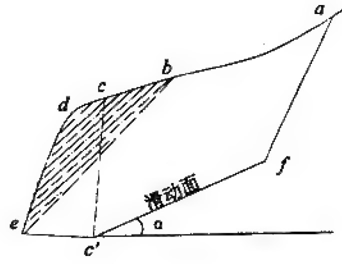


图6-15 错误的削坡方法

(4)边坡加固。边坡加固的方法主要有修建支挡建筑物(如抗滑片石垛、抗滑桩、抗滑挡墙等)、护面、锚固及灌浆处理等。支挡结构由于对山体的破坏较小,而且能有效地改善滑体的力学平衡条件,故为目前用来加固滑坡的有效措施之一(图6-16)。护面通常采用喷素混凝土或先打砂浆锚杆再挂网然后喷混凝土,其目的是保护坡面和防止掉块及地表水入渗等。

对潜在滑动面深度大于10m不稳定边坡可采用锚杆或锚索加固(图6-17)。这样把滑体锚固在稳定地层上,可有效地增加抗滑作用,当滑面较为平缓时,多采用抗滑桩以增加抗滑作用。这些都是工程上常用的加固方法。此外还用灌浆法(固结灌浆或化学灌浆)、焙烧法等措施改变滑带土的性质,使其强度指标增高,以增加抗滑稳定性。

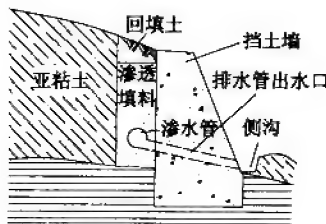


图6-16 具有排水措施的挡土墙

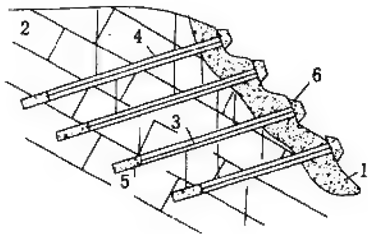


图6-17 某边坡锚固示意图

1-混凝土挡墙 2-裂隙灰岩 3-预应力10 000kN的锚索
4-锚固孔 5-锚索的锚固端 6-混凝土锚墩

上述边坡变形破坏的防治措施,应根据边坡变形破坏的类型、程度及其主要影响因素等,有针对性地选择使用。实践证明,多种方法联合使用,处理效果更好。如常用的锚固与支挡联合,喷混凝土护面与锚固联合使用等。

第五节 地下工程岩体的稳定性分析

地下工程,系指在地面以下及山体内部的各类建筑物。地下工程具有隔热、恒温、密闭、防震、隐蔽及不占地面土地面积等许多优点。因此,在国民经济各个部门的工程建设中被广泛采用。如城市及交通建设中的地下铁道、地下仓库、地下商场、铁路隧道、公路隧道、过江隧道等,水电及矿山建设中的地下厂房、引水隧洞、地下水库、地下矿井巷道等,以及军工建设中的地下飞机场、地下试验室(站)、地下掩蔽部及各类军事设备器材仓库等。显然随着经济建设的高速发展及地下工程所具有的优越性,地下工程的应用将会越来越广泛,规模也将越来越大。

地下工程按成因分为人工洞室和天然洞室两大类。人工洞室指由人工开挖支护形成的地下工程。天然洞室一般指由地质作用形成的地下空间,如可溶岩的溶洞等。地下工程完全被周围的岩土体介质所包围。因此,这些介质的性质直接影响着地下工程的稳定与安全。

地下工程岩体系指地下工程周围的岩土介质,以往也称为地下洞室围岩。其稳定性的工程地质研究是工程地质研究的重要课题之一。主要包括地下工程岩体稳定性的影响因素分析,地下工程洞线及进、出口边坡位置的正确选择地下工程岩体稳定性的合理评价,对不稳定地段的支护及施工方法的研究,施工过程中根据地质情况预测各种可能出现的工程地质问题等。

一、洞室位置的选择

地下洞室按其用途分有压洞室和无压洞室,按工程岩体性质分岩体洞室和土体洞室。

(一)无压的岩体洞室位置选择

无压的岩体洞室位置应满足以下条件：

(1)洞址宜选在山体完整雄厚、地质构造简单、地下水影响小、岩性均一的坚硬岩层且岩层厚度为厚层、中厚层的地段；要避开透水的宽大破碎带、断裂交汇带、岩溶发育带、强风化带及有害气体和高地温等地段。洞址选在稳定性好的围岩中，是保证地下工程施工安全和正常运行的关键。

(2)洞口要选择在松散覆盖层薄、坡度较陡的反向坡，且有完整厚层岩层作顶板的地段；要避开冲沟或溪流源头，以及滑坡、崩塌、泥石流等不良地质现象发育或洪水可能淹没的地段。洞外还应该有相应规模的弃渣场地。大量工程实践表明，地下工程进出口位置选择十分重要，稍有不慎，将造成无法进洞或洞口岩体失稳等不良后果。

(3)洞轴线要选择与区域构造线、岩层及主要节理走向垂直或大角度相交的方向；要避免洞线从冲沟、山洼等地表水和地下水汇集的地段通过；在高地应力地区，洞轴线宜与水平方向的最大主应力平行。例如我国金川矿巷道布置时，该区最大水平主应力方向为 N35°E 左右，$\sigma_{max}=20\sim30$MPa，而位于地下 400m 深处的西风井巷道走向为 N30°W 左右，与最大水平主应力方向近正交。结果建成后，此巷道产生明显变形和破坏，断面累计变形达 200cm 以上，断面减小致使巷道不能正常使用。后来将 500m 深处的巷道改为与最大水平主应力方向近平行(N23°E)，则巷道围岩的稳定性得到显著改善，即使穿越松散结构的断层破碎带，也未发生明显的破坏。

水工隧洞多为有压隧洞，其工作条件比无压隧洞更为复杂。在洞址选择时，除考虑上述要求外，尚需对围岩的弹性抗力、高压隧洞围岩的承载力、洞室上覆岩体及间壁岩体厚度等进行专门研究，才能保证有压隧洞在内水压力作用下的正常运用。

(二)土体洞室位置的选择

土体洞室，包括明挖回填洞和暗挖衬砌洞室，在工业与民用建筑及道路建设中应用较普遍，其洞室位置选择应满足：

(1)洞址应选择在滑坡、冲刷等不良地质现象不发育的地段。

(2)洞口宜选在地下水位以上并高于洪水位的地段。

(3)洞轴线要选择在土性单一的粘性土体中，避免穿越含水的粉土层、砂层和砾石层以及软土、膨胀土等不稳定土层。

显而易见，洞室选择除取决于工程要求外，主要受地形地貌、岩土性质、地质构造、地下水、地应力及物理地质现象等因素控制。在工程建设中一定要综合各方面因素，选择最佳位置。这是地下工程建设中最基本、最重要的一项工作，否则将后患无穷。

二、地下工程岩体稳定性的影响因素

地下工程岩体稳定性的影响因素主要有岩土性质、岩体结构与地质构造、地下水、地应力及地形等。此外，还要考虑地下工程的规模等因素。

(一)岩土性质

岩土性质是控制地下洞室围岩稳定、隧洞掘进方式和支护类型及其工作量等的重要因素，也是影响工期和工程造价的一个重要因素。理想的岩体洞室围岩是岩体完整、厚度较大、岩性单一、成层稳定的沉积岩，或规模很大的侵入岩(花岗岩、闪长岩等)，或区域变质的片麻岩、岩体内软弱夹层及岩脉不发育。岩石的饱和单轴抗压强度在 70MPa 以上。一般坚

硬完整岩体，由于岩体完整，洞壁围岩稳定性好，施工也较顺利，支护也简单快速。而破碎岩体或松散岩层，由于围岩自身稳定性差，施工过程容易产生变形破坏，因而施工速度较慢，支护工程量及其难度也较大，严重时还会产生较大规模的塌方，影响施工安全，延误工期。

（二）地质构造和岩体结构

地质构造和岩体结构是影响地下工程岩体稳定的控制性因素。首先表现在建洞山体必须区域构造稳定，第四纪以来无明显的构造活动，历史上无强烈地震。其次是在洞址洞线选择时一定要避开大规模的地质构造，并考虑构造线及主地应力方向而合理布置。断裂构造由于其有一定宽度，因此洞轴线穿越破碎岩体时一般都产生一定规模塌方。严重时产生地下泥石流或碎屑流，或者产生洞室涌水，威胁施工安全。岩体结构对地下工程岩体稳定性影响主要表现在岩体结构类型与结构面的性状等方面。同一类型岩体结构对不同规模地下工程其自稳能力不同。比如在某一层状结构岩体中掘一 2m 直径的探洞和建一几十米跨度的地下厂房，顶板岩体的自稳能力显然不一样，前者可能安全、稳定，后者稳定性可能很差。另外，结构面的相互组合，切割成的结构体很可能向洞心方向产生位移，轻者掉块，重者塌方，更严重者可能造成冒顶。因此，在地下工程岩体稳定分析中一定要注意各种结构面的分布及其组合，尤其是一些大规模断层破碎带。

（三）地下水因素

地下水对洞室围岩稳定性的影响是很不利的。其影响主要表现在使岩石软化、泥化、溶解、膨胀等，使其完整性和强度降低。另外当地下水位较高时，地下水以静水压力形式作用于衬砌上，形成一个较高的外水压力，对洞室稳定不利。地下水对地下工程最大的危害莫过于洞室涌水。地下岩溶、导水构造等，往往是地下水富集的场所，一旦在洞室中出露，往往形成一定规模的涌水、涌砂或者形成碎屑流涌入，轻者影响施工，严重者造成人身伤亡事故。因此，地下工程宜选在不穿越地下水涌水及富水区，地下水影响较小的非含水岩层中。

（四）地应力

岩体中的初始应力状态对洞室围岩的稳定性影响很大。地下洞室开挖后，岩体中的地应力状态要重新调整，调整后的地应力称为重分布应力或二次应力。应力的重新分布往往造成洞周应力集中。当集中后的应力值超过岩体的强度极限或屈服极限时，洞周岩石首先破坏或出现大的塑性变形，并向深部扩展形成一定范围松动圈。在松动圈形成过程中，原来洞室周边应力集中向松动圈外的岩体内部转移，形成新的应力升高区，称为承载圈（图 6-18）。重分布应力一般与初始应力状态及洞室断面的形状等有关。在静水压力状态下的圆形洞室，开挖后应力重分布的主要特征是径向应力（σ_r）向洞壁方向逐渐减小至洞壁处为 0，切向应力（σ_θ）在洞壁处增大为原本初始应力的两倍。重分布应力的范围一般为洞室半径 r 的 5～6 倍（图 6-19）。

另外，地应力因素的影响还表现在洞线选择时一定要注意与最大水平主应力方向平行。特别在高地应力地区修建地下工程，一定要认真研究地应力的分布及对工程建筑的影响。如规划中的南水北调西线引水隧洞等高地应力区的地下工程建设中，地应力对围岩稳定性的影响就成为一个重要的研究课题。

此外，影响地下工程岩体稳定性的因素还有地形、地下工程的施工技术与施工方法等。地形上要求洞室区山体雄厚，地形完整，山体未受沟谷切割，没有滑坡、崩塌等地质现象破坏地形。大量工程实践表明，地下工程施工技术和施工方法是影响岩体稳定的一个重要方面。

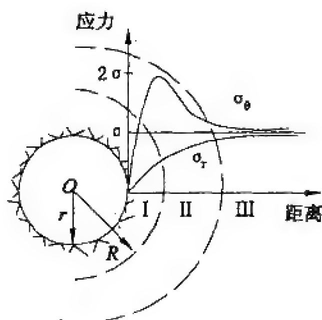


图 6-18 围岩的松动圈和承载圈

Ⅰ－松动圈 Ⅱ－承载圈 Ⅲ－原始应力区

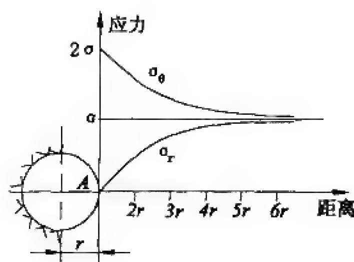


图 6-19 隧洞开挖后洞周应力状态

良好的施工技术和科学的施工方法将有效地保护围岩稳定，不良的施工技术和不合理的施工方法将严重破坏岩体的稳定性，降低岩体的基本质量。因此，应根据实际地质条件，合理确定施工方案，尽量保护围岩不被扰动。

三、地下工程岩体稳定分析方法

地下工程岩体稳定分析评价，应采用工程地质分析与理论计算相结合的综合评价方法。

(一)工程地质分析法

工程地质分析法也称为工程地质类比法。主要在工程地质勘察的基础上，把拟建工程与工程地质条件、工程特点及施工方法类似的已建工程相比较，对其稳定性进行评价。为了便于对比，一般在大量实际资料的基础上，对地下工程岩体进行分级评价(参阅第五章岩体工程分级)。

(二)力学计算方法

力学计算方法是根据不同的岩体结构、不同的力学属性，简化成不同的力学模型，应用相应的力学方法，研究围岩的变形破坏过程，对围岩稳定性进行定量计算的评价方法。它可以弥补以往工程地质分析法只侧重定性而缺乏定量评价的不足。应用中，应将两者结合使用，以起到相互验证的作用。力学计算法可分为解析计算法和数值计算法(有限单元法)，其重点是计算围岩压力等。

围岩压力是指围岩由于松动、变形而作用在支护(衬砌)上的压力，是确定衬砌设计荷载大小的依据。围岩压力也称山岩压力或地压。围岩压力有松动压力、变形压力和膨胀压力之分。

松动压力是指由于开挖造成围岩松动而可能塌落的岩体，以重力形式直接作用在支护上的压力。松动压力有不良地质条件造成的，如岩体破碎程度、软弱结构面与临空面的组合关系等，也有施工方面的因素造成的，如爆破、支护时间和回填密实程度等。

变形压力指围岩变形受到支护限制后，围岩对支护形成的压力。其大小决定于岩体的初始地应力、岩体的力学性质、洞室形状、支护结构的刚度和支护时间等。

膨胀压力指围岩吸水后，岩体中的矿物产生膨胀崩解引起围岩体积膨胀变形作用在支护上的压力。膨胀压力也是一种变形压力，但它与变形压力的性质有所不同，它严格地受地下水的控制，其定量难度更大，目前尚无完善的计算方法。

严格地区分松动压力与变形压力是不容易的,在实际进行围岩压力计算时一般不予区分。围岩压力计算有经验计算法与理论计算法两种。经验计算法如铁道部经验公式及黄土洞围压估算公式等。理论公式计算法如传统的普氏理论、Terzaghi 松散体理论、Fenner 公式、常士骠公式等。以上经验公式及理论公式请参阅文献[8]。本节主要介绍国家标准《岩土工程勘察规范》(GB50021-94)关于围岩压力计算的几种方法。

1.用弹性理论计算围岩压力

(1)圆形、椭圆形及矩形深埋洞周边的切向应力 σ_t,可按下式计算:

$$\sigma_t = CP_0 \tag{6-57}$$

式中 C——应力集中系数;

P_0——岩体的初始垂直应力,kPa。

(2)当洞壁围岩的切向应力满足下列条件时,可认为围岩稳定,不考虑围岩压力:

$$\begin{aligned}\sigma_c &\leqslant f_r / F_S \\ \sigma_t &\leqslant f_{tR} / F_S\end{aligned} \tag{6-58}$$

式中 σ_c——洞壁围岩切向压应力,kPa;

σ_t——洞壁围岩切向拉应力,kPa;

f_r——岩石饱和单轴抗压强度,kPa;

f_{tR}——岩石饱和抗拉强度,kPa;

F_S——安全系数,一般取 2。

图 6-20 洞顶及洞壁分离块体稳定性计算示意图

2.岩体洞室分离体的稳定计算(见图 6-20)

(1)洞壁块体的稳定性:

$$F_S = (W_2 \cos\alpha \,\mathrm{tg}\varphi_4 + C_4 L_4)/(W_2 \sin\alpha) \tag{6-59}$$

式中 φ_4——结构面 L_4 的内摩擦角,(°);

C_4——结构面 L_4 的粘聚力,kPa;

α——结构面 L_4 的倾角,(°);

W_2——块体的重力,kN。

(2)洞顶块体的稳定性:

$$F_S = [2(C_1 L_1 + C_2 L_2)(\cos\alpha + \cos\beta)]/\gamma L_3^2 \tag{6-60}$$

式中 C_1——结构面 L_1 的粘聚力,kPa;

C_2——结构面 L_2 的粘聚力,kPa;

α——结构面 L_1 的倾角,(°);

β——结构面 L_2 的倾角,(°);

γ——岩体的重度,kN/m³。

根据计算得到的 F_S 值,即可判断洞顶和洞壁分离块体的稳定性:当 $F_S \geqslant 2$ 时,块体稳定;当 $F_S < 2$ 时,块体不稳定。

3.破碎岩体中深埋洞室松动压力的弹塑性理论计算

计算公式为:

$$P = K_1 \gamma r - K_2 C_g \tag{6-61}$$

式中　P——松动围岩压力,kPa;

γ——岩石重度,kN/m^3;

r——洞室半径,m;

C_g——岩石粘聚力,kPa;

K_1、K_2——松动压力系数,由图 6-21、图 6-22 查得。

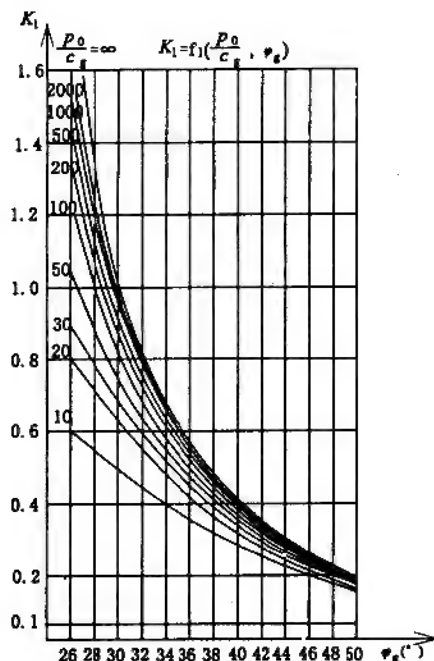


图 6-21　松动压力系数 K_1

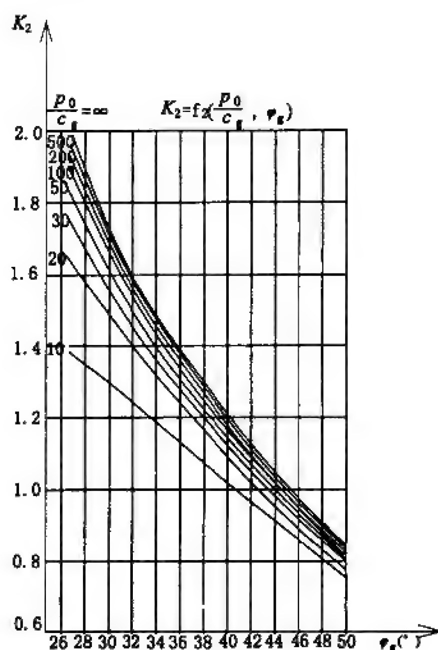


图 6-22　松动压力系数 K_2

图 6-21、图 6-22 及式(6-61)中 C_g、φ_g 是室内或现场试验得到的粘聚力和内摩擦角经折减后得到的值。折减方法如下:

(1)岩体裂隙中充泥较多,地下水丰富,施工爆破震动大,爆破裂隙多,衬砌不及时时,按下式计算:

$$C_g \approx 0$$

$$\mathrm{tg}\varphi_g = (0.70 \sim 0.67)\mathrm{tg}\varphi$$

(2)岩体中裂隙呈闭合型,不夹泥,地下水不多,施工爆破震动小,能及时衬砌时,按下式计算:

$$C_g = (0.20 \sim 0.25)C$$

$$\mathrm{tg}\varphi_g = (0.67 \sim 0.8)\mathrm{tg}\varphi$$

对受多组结构面切割的层状、碎裂状的硬质岩,或整体状、块状的软质岩,宜采用式(6-61)计算松动山岩压力。

4. 土体洞室松动土体压力计算

(1)对粉细砂、淤泥或新回填土中的浅埋洞室,可按下列公式计算:

$$q_v = \gamma H \tag{6-62}$$

$$q_h = (\gamma H/2)(2H + h)\mathrm{tg}^2(45° - \frac{\varphi}{2}) \tag{6-63}$$

式中 q_v——垂直均布土压力,kPa;

q_h——水平均布土压力,kPa;

H——洞室埋深,m;

h——洞室高度,m;

φ——土的内摩擦角,(°);

γ——土的重度,kN/m³。

(2)对上覆土层性质较好的浅埋洞室,按图 6-23 和下列公式计算:

$$q_v = \gamma H[1 - (H/2b)K_1 - (C/b_1\gamma)(1 - 2K_2)] \tag{6-64}$$

$$q_h = (\gamma H/2)(2H + h)\mathrm{tg}^2(45° - \varphi/2) \tag{6-65}$$

$$b_1 = b + h\,\mathrm{tg}(45° - \varphi/2) \tag{6-66}$$

$$K_1 = \mathrm{tg}\varphi\ \mathrm{tg}^2(45° - \varphi/2) \tag{6-67}$$

$$K_2 = \mathrm{tg}\varphi\ \mathrm{tg}^2(45° - \varphi/2) \tag{6-68}$$

式中 C——土的粘聚力,kPa;

b_1——土柱宽度之半,m;

b——洞室跨度之半,m;

K_1、K_2——与土的内摩擦角有关的系数;

其余符号含义同前。

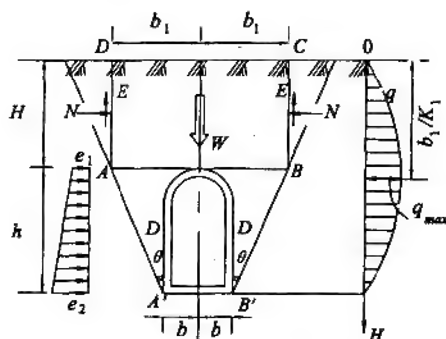


图 6-23 土质较好的浅埋洞室土压力计算示意图

(3)除饱和软粘土、淤泥及粉砂等软弱土外,深埋洞室的土体压力,也可按压力拱理论计算,计算时须对坚固系数进行修正。

(4)黄土洞的土体压力,可按弹塑性理论公式计算。

此外,对受强烈构造作用,强烈风化的围岩,宜采用松散理论计算松动压力;对跨度小于 15m 的地下工程,可采用工程类比法确定松动压力;当有可能产生膨胀压力及岩爆时,应进行专门研究。

以上关于围岩压力计算方法是 94 国标规定的方法,在使用时还可与以往的理论计算及经验公式计算相互验证。

对有压水工隧洞,地下工程岩体的弹性抗力也是一个重要指标。围岩的弹性抗力是指围岩对衬砌的反力。它是从围岩与衬砌共同变形的角度,按围岩抗变形能力来考虑岩体的承载力,因此仅限于围岩在弹性阶段产生的反力,故称为围岩的弹性抗力。围岩的弹性抗力能够限制衬砌的进一步变形,也就是说围岩也承受了一部分内水压力。实践表明,坚硬完整

的地下工程岩体往往能承担较高的内水压力。如以礼河电站内水压力的 34% ~ 56% 是由玄武岩构成的围岩分担的。通常用弹性抗力系数 K 表示围岩弹性抗力的大小。

弹性抗力系数(K)是指在内水压力作用下,使围岩产生单位径向变形所需要的压力,即

$$K = \frac{p}{Y} \tag{6-69}$$

式中 p——围岩所承受的压力,$\times 10^5$ Pa;

Y——洞壁的径向变形,cm。

对理想的弹性介质,圆形隧洞 K 值与弹性模量(或变形模量)E 的关系为:

$$K = \frac{E}{(1+\mu)r} \tag{6-70}$$

显然围岩的弹性抗力与洞径成反比。即对同一地层,洞径愈大其弹性抗力愈小。为了便于比较,工程上常采用单位弹性抗力系数 K_0,其物理意义是指隧洞半径为 100cm 时的围岩弹性抗力系数。K_0 与 K 的关系是:

$$K_0 = K \cdot \frac{r}{100} \tag{6-71}$$

式中 r——设计隧洞半径。

K_0 是水工隧洞支护设计的一个基本参数。K_0 通常与围岩的岩石性质、地质构造、内水压力大小及加荷方式等有关。确定 K_0 的方法一般有现场试验方法、计算方法和经验数据法等。对大型地下工程通常采用现场试验方法;对中小型工程,则可采用计算法和经验数据方法求得。

四、改善地下工程岩体稳定性条件的措施

大量工程实例表明,各种不良的工程地质条件是导致地下工程岩体失稳的主要原因。为了保证各种地下工程的安全施工和正常运行,就需要采取一定的工程技术措施去改善围岩的稳定条件。

(一)选择良好的施工方法,尽量少扰动围岩

地下工程岩体在地下处于一定的应力场之中,洞室开挖造成岩体内部应力重新分布,洞壁产生应力集中,不良的施工方法将会促使岩体破坏,松动圈向外扩展。因此,施工中应尽量采用先进掘进技术,如用光面爆破和掘进机开挖代替传统的钻爆法,并且尽可能全断面掘进,以避免爆破及多次开挖对围岩的扰动。有关工程实例表明不合理的施工方法将会降低岩体基本质量,可能使好岩体变为坏岩体。因此,应该根据实际地质条件,选择最佳施工方案和合理的施工方法。

(二)支护与衬砌

根据围岩压力的大小选择相应的支护与衬砌方法,是维护和改善地下工程岩体稳定条件的最常用方法。

支护是地下工程开挖过程中为防止围岩坍塌和掉块采取的支撑防护措施。支护有构架支护及喷锚支护两种方式。除特殊地段(如严重破碎的岩体和松散地层)仍采用构架支撑外,一般情况下应首先选用喷锚支护。喷锚支护是采用锚杆与喷射混凝土支护围岩的工程措施。

它把地下工程岩体视为承受应力的结构体,加强岩体本身的整体性和力学强度,充分发挥岩体的作用,以便承受各种荷载,是一种积极的措施。喷锚结构具有支护速度快,节省时

间和原材料以及降低工程造价等方面的优点。常用的锚杆有楔缝式金属锚杆、钢丝绳砂浆锚杆、预应力锚杆、预应力锚索等。锚杆和锚索的作用主要有三个方面，即悬吊作用、组合作用、加固作用。

喷混凝土支护是用喷射机把拌和均匀的混凝土高速喷射在围岩表面，形成一个与围岩粘结在一起的混凝土层，起支护作用。其特点是快速、及时，而且达到限制围岩变形的目的，因此目前被广泛采用。衬砌在地下工程中应用很普遍，其作用是承受围岩压力、内水压力和封闭岩体中的裂隙，防止渗漏。常用的衬砌形式有平整衬砌、整体混凝土衬砌、混凝土衬砌、双层和联合衬砌、钢板衬砌、预应力衬砌等。

习题与思考

1. 何谓砂土液化？影响砂土液化的因素有哪些？
2. 简述渗透变形的产生条件。
3. 简述饱和砂层液化可能性判别的方法和内容。
4. 房屋建筑物与构筑物地基评价的内容有哪些？
5. 确定地基承载力的方法有哪些？
6. 如何进行地基均匀性评价？
7. 试分析影响边坡稳定性的因素。
8. 边坡变形破坏的类型及其主要特征是什么？
9. 滑坡要素及常见的滑坡类型有哪些？
10. 野外如何识别和判断滑坡体？
11. 边坡稳定性的工程地质评价方法有哪些？
12. 如何治理不稳定边坡？
13. 如何选择洞室位置？
14. 试分析影响地下工程岩体稳定性的因素。
15. 试叙述地下工程岩体稳定性分析的方法。
16. 试述围岩压力、弹性抗力的概念及确定方法。
17. 怎样有效地保护和改善地下工程岩体稳定性？

参考文献

[1] 李智毅等. 工程地质学基础. 武汉：中国地质大学出版社，1990
[2] 周锡元等. 场地·地基·设计地震. 北京：地震出版社，1991
[3] 丁金粟等. 土力学及基础工程. 北京：地震出版社，1992
[4] 中华人民共和国国家标准. 建筑地基基础设计规范. 北京：中国建筑工业出版社，1989
[5] 徐志英. 岩石力学. 北京：水利电力出版社，1979
[6] 陆兆溱. 工程地质学. 北京：水利电力出版社，1989
[7] 长江流域规划办公室. 岩石坝基工程地质. 北京：水利电力出版社，1982
[8]《工程地质手册》编委会. 工程地质手册. 北京：中国建筑工业出版社，1992
[9] 崔冠英等. 水利工程地质. 北京：水利电力出版社，1985
[10] 张勤. 模糊数学在工程地质类比中的应用. 河海大学学报，1990(4)
[11] 机械电子工业部勘察研究院. 高层建筑岩土工程勘察规程. 北京：中国建筑工业出版社，1991

第七章　岩土工程勘察

勘察、设计、施工是工程建设的3个主要程序和专业分工。要保证“精心设计、精心施工”,勘察必须走在设计、施工的前面,为工程建设的全过程服务,起到工程建设的尖兵作用。当前“高、重、大”工程项目日益增多,新发展的建设地区不断开辟,因此越来越多的工程地质条件和问题需要勘察人员去查明和解决,诸如复杂岩体的稳定问题、软土地基的变形和强度问题、砂土振动液化问题、黄土湿陷问题、膨胀土的胀缩性问题、地基土的动力特性问题、超长桩和大型沉井的变形与强度问题、场地水土的腐蚀性问题、场地和地基的地震效应以及影响场地和地基稳定性的各种物理地质作用等。勘察工作要全面为设计、施工服务,就必须从建筑场地的选择、工程总体规划直至施工完毕提供各种必需的工程地质资料,在定性的基础上作出定量的工程地质评价。当然,在工程建设的不同阶段,勘察工作的内容和侧重点是不同的。为此,现行规范要求勘察工作需分阶段进行。岩土工程勘察体制将勘察工作划分为可行性研究勘察(也称选址勘察)、初步勘察和详细勘察三个阶段。实行工程地质勘察体制的水利水电工程则将勘察工作划分为规划选点勘察、可行性研究勘察、初步设计勘察和技术施工图设计勘察四个阶段。

建筑场地和地基的岩土工程勘察是综合性的地质调查,其基本任务包括:①查明建筑地区的地形、地貌以及水文、气象等自然条件;②研究地区内的地震、崩塌、滑坡、岩溶、岸边冲刷等物理地质现象,判断其对建筑场地稳定性的危害程度;③查明地基岩土层的岩性、构造、形成年代、成因、类型及其埋藏分布情况;④测定地基岩土层的物理力学性质,并研究在建筑物建造和使用期间可能发生的变化;⑤查明场地地下水的类型、水质及其埋藏、分布与变化情况;⑥按照设计和施工要求,对场地和地基的工程地质条件进行综合评价;⑦对不符合建筑物安全稳定性要求的不利地质条件,拟定采取的措施及处理方案。

应当指出,在岩土工程勘察任务中,内容的增减及研究的详细程度,不仅取决于建筑物的类别、规模和不同设计阶段,而且还取决于场地的复杂程度、对场地地质条件已有的研究程度和当地的建筑经验等。

第一节　岩土工程勘察的基本程序

岩土工程勘察的目的是为了查明场地工程地质条件,综合评价场地和地基的安全稳定性,为工程设计、施工提供准确可靠的计算指标和实施方案。在实际工作中,岩土工程勘察工作往往遵循一定的程序,一般来说其基本程序包括编制勘察大纲、测绘与调查、勘探工作、测试工作、长期观测和内业整理等6个方面。由于勘察场地的复杂程度、建筑物的类别、设计阶段等的差异,相应的勘察任务和内容就不一样,所以勘察的某方面内容就可以少做或不做。例如在可行性研究阶段主要是进行测绘与调查,勘探、测试和长期观测就可以少做或不做;在详勘阶段主要是进行勘探和测试工作,或进行某项长期观测工作,测绘工作则一般不再进行。

一、编制勘察大纲

岩土工程勘察大纲是勘察工作的设计书，通常是工程乙方实施勘察工作的依据，也是工程甲方验收勘察成果的标准。

在勘察工作开始以前，由设计单位会同建设单位提出“岩土工程勘察任务书”，其中应说明工程意图以及设计阶段要求提交的勘察资料内容，并提供勘察工作所必需的各种图表资料（场地地形图、建筑物平面布置图以及建筑物结构类型与荷载情况表等）。勘察单位即以此为根据，搜集场地范围附近已有的地质、水文、气象以及当地的建筑经验等资料。勘察大纲通常由该项勘察工作的项目负责人负责编制，并经主管部门审批。

岩土工程勘察大纲的内容取决于设计阶段、工程重要性和场地的地质条件，其基本内容包括以下几个方面：①工程名称、建设单位及建设地点；②勘察阶段及勘察的目的和任务；③建筑场地自然条件及其研究程度的简要说明；④勘察工作的方法和工作量布置，包括尚需继续搜集的各种资料，工程地质测绘、勘探、原位测试、室内试验、长期观测等各项工作的内容、方法、数量，以及对各项工作的要求；⑤资料整理及报告书编写的内容和要求；⑥勘察工作进行中可能遇到的问题及措施；⑦附件内容，包括勘察技术要求表、勘探试验点布置图及勘察工作进度计划表等。

在具体工程中，勘察的内容可视工程技术与经济方面的要求进行适当的增减。

二、工程地质测绘与调查

当地质条件复杂或对有特殊要求的工程项目，在可行性研究阶段或初勘阶段，应先进行工程地质测绘，其目的在于查明拟建场地的工程地质条件及工程活动对场地稳定性的影响等，为确定勘探、测试工作以及对场地进行工程地质分区与评价提供依据。对地质条件简单的场地，可以以调查代替工程地质测绘，在详细勘察阶段可对某些专门地质问题作补充调查。

工程地质测绘与调查的内容包括：①查明地形、地貌特征，地貌单元形成过程及其与地层、构造、不良地质现象之间的关系，并划分地貌单元。②岩土层的性质、成因、年代、厚度和分布，对岩层还应查明风化程度，对土层则应区分新近堆积土、特殊性土的分布及其工程地质条件。③查明岩层的产状及构造类型、软弱结构面的产状及其性质，包括断层的位置、类型、产状、断距、破碎带的宽度及充填胶结情况；岩、土层接触面及软弱夹层的特性等；第四纪构造活动的形迹、特点及与地震活动的关系。④查明地下水的类型、补给来源、排汇条件，井、泉的位置，含水层的岩性特征、埋藏深度、水位变化、污染情况及其与地表水体的关系等。⑤搜集气象、水文、植被、土的最大冻结深度等资料，调查最高洪水位及其发生时间、淹没范围。⑥查明岩溶、土洞、滑坡、泥石流、崩塌、冲沟、地震震害和岸边冲刷等不良地质现象的形成、分布、形态、规模、发育程度及其对工程建设的影响。⑦调查人类工程活动对场地稳定性的影响，包括人工洞穴、地下采空、大挖大填、抽水排水以及人工诱发地震等。⑧邻近建筑物的变形观测资料和建筑经验。

工程地质测绘与调查的范围应包括场地及其附近地段，测绘的比例尺和精度应符合下列要求：①测绘所用地形图的比例尺，可行性研究勘察阶段可选用1∶5 000 ～1∶50 000；初步勘察阶段可选用1∶2 000～1∶10 000；详细勘察阶段可选用1∶200～1∶2 000。工程地质条件复杂时，比例尺可适当放大。②对工程有重要影响的地质单元体（如滑坡、断层、软弱夹层、洞穴等），必要时可采用扩大比例尺表示。③建筑地段的地质界线、地质点测绘精度在图

上的误差不应超过 3mm，其他地段不应超过 5mm。

常用的测绘方法有路线穿越法、界线追索法和布点法三种：①路线穿越法是沿着与地层走向、构造线方向以及地貌单元分界线相垂直的方向穿越测绘场地，详细观察沿线的地质情况，把观察到的地质现象标示在地形图上；②界线追索法是一种辅助方法，系沿着地层走向或某一构造线方向追索，以查明其延伸情况和接触关系；③布点法是在上述方法工作的基础上，对某些具有特殊意义的研究内容，布置一定数量的观测点，逐步进行观测。

上述三种方法都需设置观测点。地质观测点的布置、密度和定位应满足下列要求：①在地质构造线、地层接触线、岩性分界线、标准层位和每个地质单元体都应有地质观测点；②地质观测点的密度应根据场地的地貌、地质条件、成图比例尺及工程特点等来确定，并应具有代表性，观测点在图上的间距应小于 2～3cm；③地质观测点应充分利用天然和人工露头，当露头较少时，应根据具体情况布置一定数量的剥露工作；④地质观测点的定位应根据精度要求和地质条件的复杂程度，选用目测法、半仪器法和仪器法。地质构造线、地层接触线、岩性分界线、软弱夹层、地下水露头、有重要影响的不良地质现象等特殊观测点，宜用仪器法定位。

工程地质测绘与调查的成果资料应包括工程地质测绘实际材料图、综合工程地质图或工程地质分区图、综合地层柱状图、工程地质剖面图及各种素描图、照片和文字说明。

三、勘探与取样

工程地质测绘与调查只能查明地表出露的地质现象，对于深部的地质情况则需借助勘探手段来查明。勘探点的布置需在工程地质测绘的基础上进行。通过勘探可查明场地内地层的分布和变化，并鉴别和划分地层；了解基岩的埋藏深度和风化层的厚度；探查岩溶、断裂、破碎带、滑动面的位置和分布范围等。

勘探包括钻探、井探、槽探、坑探、硐探和地球物理勘探(简称物探)等。勘探方法的选取应符合勘察目的及岩土体的特性。在勘探过程中还可采取岩土试样和地下水试样，以便做室内土工试验和水分析试验；还可以利用勘探的坑、孔、硐等进行原位试验或长期观测，如在坑内做荷载试验，在硐内做声波测试，在孔内做抽、压水试验等。静力触探、动力触探作为勘探手段时应与钻探或其他勘探方法配合使用。

物探是一种间接勘探方法，它是根据被测岩土体的导电性、磁性、密度、弹性波传播速度等物理性质的差异，以及岩土体含水量、粘粒含量、裂隙性等物理状态的不同，用特定的仪器获得岩土体的物理力学性质参数以及对岩土体进行分层。物探的方法有电法勘探、地震勘探、声波探测、综合测井、重力勘探、磁法勘探等。物探在岩土工程勘察中的作用，一是探查工程地质条件，二是测定岩土体的物理和动力特性指标。物探方法轻便、快速，比较经济，可用来解决工程地质测绘难以推测而急需解决的问题。在测绘中配合物探方法可以确定覆盖层厚度、基岩风化厚度及基岩面起伏变化，追踪隐伏构造及河床断层等问题，效果特别显著。物探可为钻探、平硐、探槽(井)的布置指出方向，减少钻探等工作的盲目性，提高经济效益。但物探往往存在问题的多解性、条件性、地区性和成果比较粗略等缺陷，当地质体的物性近似时，其灵敏度较差。所以物探应以测绘为指导，并用勘探加以验证。近年来，物探有了很大的发展，涌现出许多新技术、新方法，如浅层反射地震勘探、微重力测试、地质雷达、综合测井仪、遥感遥测技术等，并不断提高仪器的精度及数据的自动化处理程度，从而提高了成果解译的可靠性和准确性。

钻探是目前最常用、最有效的一种勘探手段，是获得准确地质资料的直接手段和重要方法。钻探是利用钻探设备和工具，采用一定的钻进工艺，在岩土体中钻进直径小、深度大、被称为“钻孔”的圆柱形空间，并从孔中取出岩土试样，以测定岩土的物理力学性质，鉴别和划分地层。钻进方法有冲击钻进、回转钻进、振动钻进和冲洗钻进四种，在工程中根据地层和勘察要求选择钻进方法。

掘探工程包括井探、槽探、硐探，是一种了解地下地质条件，查明工程地质问题的最直接的手段，常用于用钻探方法难以准确查明的地下情况。在坝址、地下工程、大型边坡等勘察中，当需要详细调查深部岩层性质及其构造特征时，可采用竖井和平硐。竖井的深度不宜超过地下水位，平硐的深度和断面尺寸则按工程要求确定。在挖掘探井、探槽、探硐的过程中必须随时记录和描述，并应以剖面图、展示图等反映井、槽、洞壁及底部或掌子面的岩性、地层分界、构造特征、取样及原位试验位置，并辅以代表性部位的彩色照片。

勘探工程是一种耗费人力、物力较多，需要时间也较长的工作。为了用尽量少的工作量取得较多的成果，勘探工作的布置要合理，目的要明确；要加强观测编录工作，力求准确，以取得完整可靠的资料；要加强综合测井手段，进行孔内动、静力触探，旁压试验及剪切试验和孔间测试，以充分发挥经济效益。

四、室内试验与原位测试

在工程勘察中为了给设计和施工提供计算指标，需通过室内试验和原位测试，测定岩土体的物理力学性质、水对混凝土的侵蚀性，以及地下水涌水量等。

室内试验包括岩、土体的物理性质试验，土的压缩—固结试验，岩、土体的抗剪试验，岩、土体的动力性质试验，水分析试验等；原位测试包括载荷试验、静力触探试验、圆锥动力触探试验、标准贯入试验、十字板剪切试验、旁压试验、压水试验、波速测试、软弱夹层现场抗剪试验、岩体原位应力测试、块体基础振动测试等。各种试验的选择是根据不同的勘察要求而定的。原位测试的内容详见本章第六节。

五、现场检验与长期监测

现场检验与长期监测应在施工期内进行，对于重要的或有特殊要求的工程，应在建筑物使用期内继续进行。现场检验应根据施工的实际情况，对勘察成果进行补充、修正，必要时应进行施工阶段勘察，同时现场检验还应对岩土工程施工质量进行控制和检验。现场长期监测主要包括下列内容：对岩土性状受施工影响而引起的变化的监测；对施工和使用中的建筑物沉降和稳定性的监测；对环境条件，包括工程地质条件以及相邻结构设施等可能发生的变化进行监测，并提出处理措施。

现场检验与长期监测应记录下列内容：①施工揭露的工程地质条件的主要特性及其在施工过程中的变化；②施工工序、施工方法和质量控制的参数；③材料质量；④施工应符合设计要求，当有不符时应分析原因；⑤设计变更记录、隐蔽工程竣工图件和验收记录；⑥场地情况、邻近结构和设施的观察记录；⑦仪器观测数据及分析整理成果。

根据检验、监测结果，比较预期性状与观测结果的差别，并对原勘察设计成果进行评价。当差别明显时，应修改岩土工程设计或采取相应的处理措施。监测周期和期限的确定取决于场地和地基土条件以及在施工过程中和建成后的状况，对特别重要的工程建筑宜在整个有效使用期内进行监测。

六、岩土工程勘察资料的室内整理和勘察报告的编写

在工程地质测绘、勘探、测试、监测的基础上,搜集已有资料进行整理、检查、分析、计算和鉴定,作出岩土工程的分析评价,编写岩土工程勘察成果报告。

岩土工程分析评价可包括下列内容:①场地的稳定性与适宜性;②为岩土工程设计提供场地地层、地质构造和地下水空间分布的几何参数,岩土体工程性状的设计参数;③预测拟建工程对现有工程的影响,工程建设引起的环境变化以及环境变化对工程的影响;④提出地基处理与基础方案设计的建议;⑤预测施工过程中可能出现的岩土工程问题,并提出相应的防治措施和合理的施工方法。

岩土工程分析评价应在定性分析的基础上进行定量评价,对工程选址和场地对拟建工程的适宜性以及场地地质条件的稳定性等可仅作定性分析。同时岩土工程的分析评价,应根据岩土工程勘察分级(如下节所述)区别进行。对三级岩土工程勘察,往往根据邻近工程经验进行分析评价,必要时可结合少量的勘探、测试资料进行;对二级岩土工程勘察应在详细勘探、测试的基础上,结合邻近工程经验进行分析评价;对一级岩土工程勘察,除按二级要求进行外,尚应对其中的复杂问题进行专门研究,并结合监测工作对评价结论进行核查。

勘察成果报告的内容,应根据任务要求、勘察阶段、地质条件、工程特点等具体情况确定,通常包括下列内容:①勘察的目的、要求和任务;②拟建工程概况;③勘察方法和勘察工作布置;④场地地形、地貌、地层、地质构造、岩土性质、地下水、不良地质现象的描述与评价;⑤场地稳定性与适宜性的评价;⑥岩土参数的分析与选用;⑦岩土利用、整改方案;⑧工程施工和使用期间可能发生的岩土工程问题的预测及监控、预防措施的建议;⑨成果报告应附必要的图件,包括勘探点平面布置图,钻孔柱状图,工程地质剖面图,原位测试成果图表,室内试验成果图表,岩土利用、整治、改造方案的有关图表,有关计算简图及计算成果图表。

除了综合性岩土工程勘察报告外,也可根据任务要求,提交单项报告,主要有:①岩土工程测试报告;②岩土工程检验或监测报告;③岩土工程事故调查与分析报告;④岩土利用、整治或改造方案报告;⑤专门岩土工程问题的技术咨询报告。

三级岩土工程勘察成果报告的内容可适当简化,以图表为主,辅以必要的文字说明;对一级岩土工程勘察尚可对专门性的岩土工程问题提交研究报告和监测报告。

第二节　岩土工程勘察分级

大量的工程实践表明,工程建设的成败及其投资和工期,往往在很大程度上取决于岩土体工程地质问题的多少和复杂程度。而岩土体工程地质问题是岩土体工程地质条件与工程建筑之间矛盾的结果,不同的建筑场地其工程地质条件的复杂程度不同,所以不同场地岩土工程勘察的难易程度和工作量也有很大区别。不同类型、不同规模的工程建筑,其对场地地质条件的要求有很大区别,因而导致了工程地质问题的差异。因此,不同类型、不同规模的工程建筑,其工程勘察的要求也是不同的。为了合理、科学地布置勘察工作,避免勘察工作的盲目性和随意性,岩土工程勘察分级是十分必要的。

岩土工程勘察等级的划分主要考虑工程安全等级、场地等级和地基等级三个影响因素。勘察等级划分时首先分别对这三个主要因素进行分级,然后在此基础上进行综合分析,确定综合的岩土工程勘察等级。岩土工程等级越高(如一级),则表明工程等级高、场地条件复

杂、地基岩土性质差且具有较强的不均匀性、需改良加固、水文地质及水质条件差、场区内分布有难处理的特殊性土。根据现行规范，岩土工程勘察等级划分为三级(如表 7-1 所示)。

表 7-1　　岩土工程勘察等级划分

确定条件	一级			二级					三级		
工程安全等级	一级	二级		二级		三级			二级	三级	
场地等级	任意	一级	任意	二级	三级	一级	任意	二级	三级	二级	三级
地基等级	任意	任意	一级	二级或三级	二级	任意	一级	二级	三级	三级	二级或三级

(一)一级岩土工程

一级岩土工程的场地条件应满足下列条件之一：①场地处于抗震设防烈度大于或等于9度的强震区，需要详细判定有无大面积地震液化、地表断裂、崩塌错落、地震滑移及产生其他高震害异常的可能性；②存在强烈动力地质作用的地区，如泥石流沟谷、雪崩地区、洪泛区、岩溶发育区、古滑坡区、地下水强烈潜蚀或侵蚀区、地表水强烈冲刷堆积区、多年冻土区的冻融带等；③地质环境已经遭受强烈破坏的场地，如由于过量开采地下矿产、地下水、天然气、石油、盐卤等资源而形成大面积过量的地面沉降、地下采空区引起的地表塌陷等；④大角度顺层倾斜场地、断裂破碎带场地等。

一级岩土工程的地基土质条件应满足如下规定之一：①极软弱的或非均质需要采取特殊处理措施的地层，如新近吹填土、大面积杂填土、古河道填土、牛轭湖或内陆湖相软土等；②极不稳定的地基，如戈壁滩的松散砂层、古河漫滩的堆积层、季节性冻土层、强烈盐渍土、强烈崩解性土、强烈膨胀性土及污染土、分解中的风化岩等。

一级岩土工程的工程条件包括下列条件之一：①按《建筑地基基础设计规范》(GBJ7-89)划定的一级建筑物；②有特殊要求的深基坑开挖及深层支护工程；③有强烈地下水运动干扰的大型深基坑开挖工程；④有特殊工艺要求的超精密设备基础、超高压机器基础工程；⑤大型竖井、巷道、隧道、地下铁道、地下洞室、地下储库工程等地下工程；⑥深埋工程，包括过江地下缆道、管道、涵道及核废料深埋处理等；⑦超高层建筑、超重型设备及高度大于100m 的高耸建筑物基础；⑧大型基础托换、基础补强工程；⑨高程差异大或荷载差异大的相邻大型基础；⑩大、深沉井、沉箱，大于 30m 的超长桩基、墩基、大型桥基、架空索道基础，以及高填土斜坡、高挡墙等；⑪具有重大意义或影响的国家重点工程项目。

(二)二级岩土工程

二级岩土工程的场地条件包括下列条件之一：①无建筑经验或在特定条件下不可能获得所需资料的场地；②虽有建筑经验，但属于失败的岩土工程前例或发现涉及整体稳定性问题而有待进一步查证的场地；③抗震设防烈度为 7～8 度的地震区，且需进行小区划的场地；④山区、丘陵地带的一般场地；⑤处于不同地貌单元交界的场地。

二级岩土工程的地基土质条件包括下列条件之一：①虽然存在一级岩土工程各项条件，但已有成功的建筑经验可以借鉴，且仍需进行地基土的补充性验证工作；②属下列土质之一，需要进行专门分析和研究或应按照专门规范执行的地基土：崩解性土、湿陷性黄土、膨胀岩土、多年冻土、盐渍土、软土、淤泥、泥炭或沼泽土、红粘土或铁矾土、风化岩及残积土、填土或混合土、强酸碱性污染土、饱和松砂层。

二级岩土工程的工程条件包括下列条件之一：①按《建筑地基基础设计规范》(GBJ7-89)划定的二级建筑物；②公共建筑(大型剧院、体育场、公共集会的楼堂馆所、医院、学校、大型的饭店、娱乐场所等)；③没有特殊要求的工业厂房、纪念性或艺术性建筑物。

(三)三级岩土工程

三级岩土工程的场地条件包括下列条件之一：①邻近场地已有建筑经验，且地形地质条件相似；②地貌条件单一，地层结构简单；③无特殊动力地质环境的影响；④抗震设防烈度小于或等于6度。

三级岩土工程的地基土质条件包括：非特殊性土，且土质均一，或虽属特殊性土，但邻近的地基土资料可供利用或借鉴。

三级岩土工程的工程条件包括：按《建筑地基基础设计规范》(GBJ7-89)划定的三级建筑物，或符合二级岩土工程的条件，但工作对象属于附属性或补充性的建筑物。

第三节　岩土工程勘察阶段的划分及各阶段的工作内容与要求

一、勘察阶段的划分

目前，西方国家岩土工程勘察已极少分阶段进行，考虑到我国的长期习惯做法以及与设计工作相适应的要求，我国现行岩土工程勘察规范仍要求勘察工作分阶段进行，并具体划分为可行性研究勘察、初步勘察和详细勘察三个阶段。但现行规范还允许在特定条件下，对一些面积不大且工程地质条件简单的场地，或有建筑经验的地区，可以简化勘察阶段。而对于大、深、难工程，当工程地质条件复杂时，尚需开展施工勘察。

可行性研究勘察(选址勘察)作为一个勘察阶段，其目的是强调在可行性研究时勘察工作的重要性，特别是一些大型工程更为重要。该阶段要求通过搜集、分析已有资料，进行现场踏勘(必要时进行工程地质测绘和少量的勘探工作)，对拟选场址的稳定性及适宜性作出岩土工程评价，进行技术经济论证和方案比较，以满足确定场地方案的要求。初步勘察是在可行性研究勘察的基础上，对场地内建筑地段的稳定性作出岩土工程评价，并为确定建筑物总平面布置、主要建筑物地基基础方案和不良地质现象的防治方案进行论证，以满足初步设计或扩大初步设计的要求。详细勘察应对地基基础设计、地基处理和加固、不良地质现象的防治进行岩土工程计算与评价，以满足施工图设计的要求。施工勘察一般不作为一个固定的阶段，是否开展施工勘察应视工程的实际需要而定，对工程地质条件复杂或有特殊施工要求的重大工程地基，就需要进行施工勘察。施工勘察包括施工阶段的勘察和竣工之后一些必要的勘察工作(如长期观测等)。因此，施工勘察并不是专指施工阶段的勘察。

岩土工程勘察各阶段的划分是与设计阶段相适应的，其工作步骤是由浅入深、由粗到细、由小比例尺到大比例尺、由定性到定量逐步深入进行的。由于各阶段任务的不同，其要求提供的地质资料、对工程地质条件和工程地质问题的研究程度和深度也是不同的。各设计阶段涉及的研究范围、使用的勘察方法和工作量以及提供资料的详细程度也有所不同。各阶段工程勘察的任务与要求如下所述。

二、可行性研究勘察的任务和要求

可行性研究勘察(选址勘察)应根据建设条件进行技术经济论证，提出设计比较方案。该阶段勘察应通过下列工作对拟建场地稳定性和适宜性作出评价：①搜集区域地质、地形地

貌、地震、矿产和附近地区的工程地质与岩土工程资料，以及当地建筑经验；②通过踏勘，初步了解场地的主要地层、构造、岩土性质、不良地质现象及地下水分布特征；③对工程地质和岩土条件复杂，而已有资料及踏勘尚不能满足要求的场地，应进行工程地质测绘及必要的勘探工作。

对场地进行比选时，应作技术经济分析。一般情况下应避开下列地段：①不良地质现象发育，对场地的稳定性有直接危害或潜在威胁的地段；②地基土性质严重不良的地段；③对建筑抗震不利的地段；④洪水或地下水对建筑场地有严重威胁或不良影响的地段；⑤地下有未开采的有价值的矿藏或不稳定的地下采空区。

三、初步勘察的任务和要求

初步勘察应密切结合初步设计的任务和要求，对场地内建筑地段的稳定性作出评价，为确定建筑物总平面布置，选择建筑物地基基础方案和不良地质现象的防治对策进行论证。

初步勘察的工作内容包括：①搜集本项目的可行性研究报告、场地地形图、工程性质、规模等文件资料；②初步查明地层、构造、岩土性质、地下水埋藏条件、冻结深度、不良地质现象的成因、分布及其对场地稳定性的影响程度和发展趋势，当地质条件较复杂时，尚应进行工程地质测绘与调查；③对抗震设防烈度≥7度的场地，应初步判定场地和地基的地震效应。

初步勘察阶段勘探点、线的布置应遵循下列原则：①勘探线应垂直地貌单元边界线、地质构造线及地层界线；②勘探点一般按勘探线布置，在每个地貌单元和地貌交接部位均应布置勘探点，同时在微地貌和地层变化较大的地段应予以加密；③在地形平坦地区，勘探点可按方格网布置；④勘探线、点的间距可按表7-17确定。

勘探孔包括钻孔、探井、铲探孔及原位测试孔，它们可分为一般孔和控制孔两类。控制孔一般占勘探孔总数的1/5～1/3，且每个地貌单元或每幢重要建筑物均应有控制性勘探孔。

勘探孔的深度根据建筑物类别和场地条件按表7-18确定，岩土工程等级为三级的勘探孔深度可按二级的小值酌情考虑。勘探孔的深度还应根据下列情况作适当增减：①当场地地形起伏较大时，应根据预计的整平地面标高调整孔深；②在预定深度内遇见基岩，除部分控制孔应钻入基岩适当深度外，其他勘探孔达到基岩面即可；③当预计的基础埋置深度以下有厚度超过3～5m，且分布均匀的坚实土层(如碎石、老堆积土等)存在，其下又无软弱下卧层时，除部分控制孔达到预定深度外，其他勘探孔钻入该层适当深度即可；④当预定孔深内有软弱地层存在，且其层底在预定孔深以下时，应适当增加孔深或钻穿软弱地层。

土、水试样的采取和原位测试及长期观测应满足下列要求：①取土试样和进行原位测试的孔、井，应在平面上适当均匀分布，其数量一般占勘探孔总数的1/4～1/2。取土试样或原位测试的垂向间距，应按地层特性和土的均匀程度确定，各土层一般均需取样或取得测试数据。②如地下水有可能浸没基础，具备环境水的腐蚀性分类和判定标准所列的不良环境地质条件时，应选取有代表性的水试样进行腐蚀性分析，取样地点一般不少于两处。地基土对建筑材料的腐蚀性评价，亦应按上述标准执行。当场地地下水具有下列情况之一时，应布置长期观测工作(观测时间一般不少于一个水文年)：地下水位变化幅度可能较大，对基础及地下室等的防水防潮有较大影响时；地下水位有上升或下降的可能，且对地基土性质有影响时；上层滞水或间歇性浅层裂隙水对建筑物影响较大，且变化规律不清时。

四、详细勘察与施工勘察的任务和要求

详细勘察应密切结合技术设计或施工图设计，按不同建筑物或建筑群提出详细的工程

地质资料和设计所需的岩土技术参数，对建筑地基作出岩土工程分析评价，为基础设计、地基处理、不良地质现象的防治等具体方案作出论证、结论和建议。

施工勘察主要是与设计、施工单位相配合进行的地基验槽，桩基工程与地基处理的质量、效果检验，施工中的岩土工程监测和必要的补充勘察，解决与施工有关的岩土工程问题，并为施工阶段地基基础的设计变更提出相应的地质资料。

第四节　岩土工程钻探

一、钻探的目的和作用

钻探是岩土工程勘察的最主要、最有效的手段之一，它的目的和作用主要有以下几方面：①通过取出的岩芯或土样可直观地揭露并划分地层，确定地层界线，采取岩样、土样，鉴定和描述岩土的岩性、成分和结构；②确定地质构造、岩体风化特性以及不良地质现象的分布、范围及形态特征等；③选取岩、土试样，供室内试验分析，据以确定岩、土体的物理力学性质；④揭露并量测地下水的埋藏深度，了解地下水的类型，采取水试样，分析地下水的物理和化学性质；⑤利用钻孔进行孔内原位试验（如十字板剪力试验、旁压试验、贯入试验、波速试验、综合测井试验等）、水文地质试验以及对岩土体进行长期观测。

二、岩土工程勘探中常见的钻探方法及其适用条件

岩土工程钻探常采用冲击钻探、回转钻探和振动钻探三种方法，它们主要用于第四纪地层的钻进。岩芯钻探实际上是回转钻探的一种。

(1)回转钻探。利用回转的方法进行钻进，即利用钻机机头的旋转，借助钻杆将动力传至钻头，使钻头在孔底转动，从而切削并钻入地层，随后提升钻杆，把钻头带出地面，获取岩、土样。回转钻进适用于钻进各种类型的粘性土。钻探深度一般在 50m 以内，口径为 98～145mm。它的优点是操作平稳，对钻头以下的土层扰动较小，有利于取得质量较高的原状结构土样。

(2)冲击钻探。一般采用钢丝绳连结钻头，利用钻具的重力自由下落，往复冲击孔底土层，将土层击碎、震松而切入土层，获取土样。钻探深度一般在 30m 以内，孔径为 108～145mm。冲击法钻进，无需钻头，钻进效率高，劳动强度低。其缺点是在钻进过程中容易扰动土层。因此，冲击钻适用于各类砂、砾、卵石、碎石等松散地层，对拟取原状结构土样的各种粘性土地层，就不很适用；对淤泥、湿陷性黄土、饱和黄土、流塑的软粘土等结构敏感的土层，一定要有保证能取上原状土样并使其结构不受扰动的专门措施（包括钻探方法和工具），否则应避免使用。

(3)振动钻进。利用机械所产生的振动力，通过钻杆及钻具传到圆筒形钻头周围的土层中，使土的抗剪强度急剧降低，从而使钻具切入土层。振动钻进速度快、效率高，适用于粘性土及砂、砾、卵石层，但钻进过程中地层扰动较大。

(4)岩芯钻探。它也是一种回转钻进。岩土工程勘探中用的是环状破碎取岩芯钻探，而不采用全断面破碎的无岩芯钻探。它是用回转方法，在一定的压力下，利用圆管钻头环状磨碎岩土，切入地层。磨碎的岩粉由循环泥浆冲洗液带出地面，中间留下的岩柱（即岩芯），利用投入的碎屑卡断后，由岩芯管取出，借以鉴定地层并加深钻孔。岩芯钻探适用于钻进粘性土、漂石及各类岩石地层。在工程地质勘探中岩芯钻探深度可达 300m，甚至更深。常用的

孔径为 89mm、108mm、127mm 和 145mm 等。

三、钻探的基本要求

(1)钻进深度、岩土分层深度的量测误差范围应为 ±0.05m。

(2)非连续取芯钻进的回次进尺,对螺旋钻探应在 1m 以内;对岩芯钻探应在 2m 以内。

(3)鉴别地层天然湿度的钻孔,在地下水位以上应进行干钻。当必须加水或使用循环液时,应采用双层岩芯管钻进。

(4)岩芯钻探的岩芯采取率,一般岩石不应低于 80%,破碎岩石不应低于 65%。对需要重点查明的部位(滑动带、软弱夹层等)应采用双层岩芯管连续取芯。当需要确定岩石质量指标 *RQD* 时,宜采用 75mm 口径(N 型)双层岩芯管和金钢石钻头。

(5)定向钻进的钻孔应分段测量孔斜。倾角及方位的量测精度分别为 ±0.1°和 ±3.0°。

(6)野外记录应由经过专业训练的人员承担。记录应真实、及时、详细,按钻进回次逐段填写,严禁事后追记。

(7)钻探现场描述可采用肉眼鉴别和手触的方法,有条件或勘察工作有明确要求时,可采用标准化、定量化的方法。

(8)钻探成果以钻孔柱状图表示。岩土芯样可根据工程要求作一定期限或长期保存,亦可拍摄岩、土芯彩照纳入勘察成果资料中。

第五节　岩土取样

取样是岩土室内试验研究和鉴别岩土体所必不可少的工序。尽管取样在岩土工程勘察中是一项经常性的工作,但有关取样的一些技术问题迄今尚未得到圆满解决,或者说未得到足够的重视。关于岩土试样的代表性,从取样的角度而言要考虑以下两个方面的问题:①合理地确定取样的位置和数量。岩土体一般为非均质体,其特性指标是一定空间范围内的随机变量,因此取样的位置在一定的单元体内应力求在不同方向上均匀分布。②选用合适的取样技术,保证所取的试样符合试验要求。

一、土试样的级别

如上所述,在岩土工程勘察中,不同的试验项目对岩土样的要求是不同的。过去习惯上将土样简单划分为"原状土样"和"扰动土样",但从理论上讲,绝对的不扰动土样是无法取得的,因此"不扰动土样"可定义为"能满足所有室内试验要求、能用以近似地测定土的原位强度、固结、渗透以及其他物理性质指标的土样"(据 Hvorslev)。在实际工程中不一定要求每一个试样都做所有的试验,而不同的试验项目对土样扰动的敏感程度也是不同的。另一方面,采取不同级别的土试样,其取样费用差别很大。因此,有必要根据试验目的对土样质量进行分级(见表 7-2)。表中Ⅰ级(不扰动)土样是指原位应力状态虽已改变,但土的结构、密度、含水量变化很小,能满足室内试验的各项要求。当无法采取Ⅰ级土试样时,在工程技术要求允许的情况下可以Ⅱ级土试样代用,但宜先对土试样受扰动程度作抽样鉴定,判定用于试验的适宜性,并结合地区经验使用试验成果。

二、钻探取样方法

工程勘察中,钻探工作在某种意义下可以简单地理解为钻探取样工作。也就是说,取样是钻探中一项十分重要的工作。钻探取样的原则是尽量保证在取样过程中尽可能少地扰动

或压缩所取的土样。取样方法有击入法、压入法、回转法及振动法四种。

表 7-2　　土试样质量等级划分

级　别	扰动程度	试　验　内　容
Ⅰ	不扰动	土类定名、含水量、密度、强度试验、固结试验
Ⅱ	轻微扰动	土类定名、含水量、密度
Ⅲ	显著扰动	土类定名、含水量
Ⅳ	完全扰动	土类定名

(1)击入法。采用人力或机械力操纵落锤,通过锤击钻杆而将取样器击入土中。击入法有轻锤多击和重锤少击两种。轻锤多击法,由于锤的质量轻、锤击次数多,其速度和下击力往往不均匀,钻杆的摆动也大,故对土样扰动较大,一般很少采用。重锤少击法是用重锤以较少击数将取样器击入土中,根据取样试验比较,其对土样的扰动要小一些。因此,如采用击入法取样,则以重锤一次击入为好。根据锤重位置,击入法又可分为上击法和下击法两种。上击法是在孔口以上用落锤打击钻杆而击入取土器。采用上击法取样时,在落锤和钻杆自重作用下,钻杆与孔壁产生摩擦而增大阻力,引起锤击数增加,故上击法取样不如下击法取样优越。下击法是通过钻杆或钢丝绳将重锤或加重杆在钻孔内部直接锤击取土器取样。下击法能使冲击能量集中在取土器上,避免了钻杆引起的能量消耗,有利于提高取样质量。

(2)压入法。可分慢速(非匀速)压入和快速连续(匀速)压入两种。前者用杠杆、千斤顶、钻机给进手把等加压,取土器进入土层时其速度不是连续、均匀的,对土样有一定程度的扰动,但较轻锤多击法小。连续(匀速)压入法是用活塞液压筒或地锚-滑轮系统,迫使取土器以匀速很快地切入土中,这种方法对土样扰动最小,是一种好的方法。

目前较普遍使用的压入法有两种:①活塞油压筒法,系采用比取土器稍长的活塞油压筒,通过高压强迫取土器以等速压入土中;②钢绳、滑轮组法,系借机械力量通过钢绳、滑轮装置将取土器压入土中。

(3)回转法。这种方法采用回转式取土器取样,取土时外管回转削切土层,同时将内管压入取样,外管削切的废土由冲洗液带出孔口。用这种方法取样可减少对土试样的扰动,从而提高取样质量。

(4)振动法。该方法系在高速振动作用下,将取土器压入土中。振动法取土对土样有一定的扰动。为了保证土样质量,有的单位采用大直径取土器取样。如原一机部勘测公司用振动法钻进取样时,取土器直径为 140mm。但结构敏感的土样,如水下软塑的粘性土,振动后易产生变形。此外,含水量过低的粘性土,也不适宜采用振动法取土样。

第六节　岩土体原位测试与试验

原位试验是在勘察现场对没有脱离原有环境、保持天然状态的岩土体进行测试。其特点主要有:一是保持岩土体天然状态和原有结构;二是测试对象的尺寸或范围比室内试验的

试件大，它更能反映岩土体由于各种结构面切割而造成的强度下降和土体的不均一性，比室内试验更合乎实际情况，代表性强，可靠性大，有的则是室内试验无法进行的，如静、动力触探、抽水试验、压水试验、灌浆试验等。所以，原位试验是工程勘察工作中极为重要的组成部分，是进行岩土工程评价、提供建筑物设计参数的重要手段。

岩土工程勘察中常用的原位测试有：载荷试验、静力触探试验、圆锥动力触探试验、标准贯入试验、十字板剪切试验、旁压试验、现场剪切试验、波速测试等。试验工作多数在勘探过程中进行，但也有一些是由试验和地质人员共同进行的，如静弹模、抗剪试验等。

原位测试方法的选择应根据建筑类型、岩土条件、设计对参数的要求、地区经验和测试方法的适用性等因素，按表7-3选用。在选用原位测试方法和布置原位测试时，应注意各原位测试方法之间及其与钻探、室内试验的配合和对比。根据原位测试成果，利用地区性经验关系估算岩土的物理力学参数和地基承载力时，应检验其可靠性，并与室内试验和已有工程反算参数进行对比。分析原位测试成果资料时，应注意仪器设备、试验条件、试验方法等对试验成果的影响，结合地层条件，剔除异常数据。

表7-3　　原位测试方法的适用范围

测试方法	适用土类							所提供岩土参数											
	岩石	碎石土	砂土	粉土	粘性土	填土	软土	鉴别土类	剖面分层	物理状态	强度参数	模量	渗透系数	固结特征	孔隙水压力	侧压力系数	超固结比	承载力	判别液化
平板载荷试验(PLT)	+	++	++	++	++	++	++	++				+	++				+	++	
螺旋板载荷试验*(SPLT)			++	++	++		+				+	++					+	++	
静力触探(CPT)			+	++	++	++	+	++	+	+	+	++						+	++
孔压静力触探*(CPTU)			+	++	++	+	++	++	++	+	++		+	+	+		+	+	++
圆锥动力触探(DPT)		++	++	+	+	+	+		+	+								+	
标准贯入试验(SPT)			++	+	+			++	+	+	+	+						+	++
十字板剪切试验(VST)					++	++				++									
预钻式旁压试验(PMT)	+	+	+	+	++	+					+	++						++	
自钻式旁压试验(SBPMT)			+	++	++		++	+	+	+	+	++		++	++	++	+	++	+
现场直剪试验(FDST)	++	++			+							++							
现场三轴试验(ETT)	++	++			+						++								
岩体应力测试(RST)	++															+			
波速试验(WVT)	+	+	+	+	+	+	+				++								

注　++表示很适用，+表示适用；*表示尚无试验规程。

一、载荷试验

载荷试验是在原位条件下，向原型地基或基础逐级施加荷载，并同时观测地基(或基础)随加荷、时间而产生变形(沉降)的一项原位测试方法。该试验是确定天然地基、复合地基、桩基础承载力和变形特性参数的综合性测试手段，也是确定某些特殊性土特征指标的有效方法，还是某些原位测试手段(如静力触探、标准贯入试验等)赖以进行对比的基本方法。尽管其试验机理复杂，应力状态难以简单描述，试验状态反映的深度范围有限，但因试验直观、

实用，因而在岩土工程实践中仍广为应用。

载荷试验的类型按试验目的、适用条件等可分为平板载荷试验、螺旋板载荷试验、桩基载荷试验和动载荷试验四大类。

(一)平板载荷试验

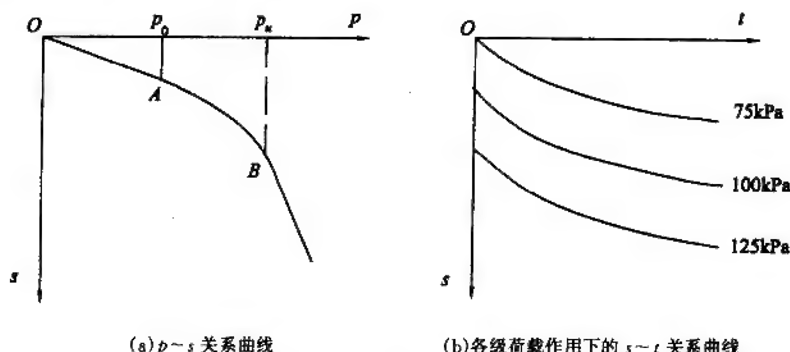
平板载荷试验适用于各类地基土和软岩、风化岩，其试验目的包括：①确定浅层地基岩土体的承载力，计算地基岩土体的变形模量，预估地基的沉降量；②测定黄土、膨胀性岩土、盐渍岩土等特殊性岩土的特征指标；③测定复合地基的桩土应力比(当埋有压力盒等时)。

平板载荷试验通常在试坑内进行，坑底的最小宽度应不小于承压板宽度或直径的3倍，以消除侧向土自重引起的超载影响，使试验满足半空间表面受荷的边界条件要求。承压板可采用方形或圆形板，板的面积常用的为600～5 000cm^2，材料可为木质、钢质或钢筋混凝土，要求具有足够的刚度。荷载按等量分级施加，每级荷载增量为预估极限荷载的1/8～1/10。观察记录在各级荷载作用下沉降量s随时间t的变化(图7-1b)。一般待前级荷载作用下的沉降稳定后，再加下一级荷载，直至某级荷载作用下，沉降量随时间增大而不能稳定为止。

沉降稳定标准为1小时的沉降量不大于0.1mm。在每级荷载作用下观测沉降量的时间间隔，在加荷的初期次数要多、间隔要短，2小时以后可长些，但不宜大于1小时。回弹观测的卸荷分级可为加荷的2倍，当荷载全部卸完，应观测至回弹量趋于稳定为止。稳定标准和时间间隔与加荷时相同。

当试验是确定地基承载力时，试验一般应进行到极限压力为止，但至少应为设计荷载的2倍；当试验主要用于确定地基的变形模量时，试验至出现比例极限点以后1～2级荷载即可终止。试验土体出现极限压力的标志是：①承压板周围土体明显隆起或出现破坏性裂纹(注意区分于裂纹假象)；②荷载增加不多，沉降急剧增加；③荷载不变，24小时内沉降随时间等速或加速发展。

平板载荷试验得到的$p \sim s$关系曲线(图7-1a)综合反映了承压板下1.5～2倍承压板宽度的深度范围内土层的强度和变形特征。



(a)$p \sim s$关系曲线　　(b)各级荷载作用下的$s \sim t$关系曲线

图7-1　平板载荷试验曲线

在图7-1a所示的第一拐点(A)前，土层处于弹性变形阶段；自第一拐点开始，土层中出现塑性变形，一旦达到第二拐点(B)，土层便进入完全破坏阶段。根据土工原理对试验成果进行解释，可以确定地基承载力和变形参数。

1. 确定地基承载力基本值

多年来载荷试验一直被认为是一种确定地基承载力的可靠方法。然而，由于土的性质状态不同，所得到的 $p\sim s$ 曲线有的有明显起始线性段，有的呈非线性。即使是线性或非线性本身，变化特点也不可能完全一样。因此，仅用下述某种方法确定地基承载力，有时是不全面的。要结合土的性质综合考察 $p\sim s$ 曲线全部特征，使给出的承载力能满足强度、变形条件。只有这样才能起到基准和依据的作用。

(1)强度控制法(比例界限压力法)。对密实砂土、硬粘土等低压缩性土，承压板下土体的破坏往往是整体破坏，$p\sim s$ 曲线有明显的起始直线段、中间曲线段和尾端直线破坏段三部分(如图 7-2a)。当这种土的极限荷载 p_u 远大于比例界限压力 p_0 时，一般以(0.8～1.2) p_0 作为地基承载力的基本值。此时不仅强度满足要求，而且由于变形处在线弹性变形阶段，变形量一般小于建筑物允许值。

当 p_0 点在 $p\sim s$ 坐标中不明显时，可用 $p\sim \Delta s/\Delta p$、$\lg p\sim \lg s$ 曲线中第一个拐点所对应的压力确定。此外，还可按最优分割计算法确定。

(2)相对沉降控制法。对有一定强度的中高压缩性土，$p\sim s$ 曲线呈非线性，无明显拐点，曲线斜率随荷载的增加而变大直至破坏(图 7-2b)。有时由于设备条件限制，试验做不到破坏阶段。这种土变形量大，即使是以极限荷载除以安全系数，有时变形也可能超过建筑物允许值。基于这种情况，国内外对这种土按控制变形量给出地基承载力，即限定 $p\sim s$ 曲线上的 s 与对应承压板宽 b 的比值，以此 s 在 $p\sim s$ 曲线上找到对应压力作为地基承载力基本值。一般粘性土、粉土、老粘土、砂土以 $s=0.02b$，软土以 $s=(0.01\sim0.015)b$ 所对应的应力作为地基承载力的基本值。国外，日本以 $s=0.08b$ 对应应力之半($b=30$cm)、太沙基用 $s=0.03b$ 对应应力之半($b=31.6$cm)作为地基承载力。

(3)极限荷载法。确定地基承载力的载荷试验，最好通过试验求出极限荷载 p_u，以便校核前述两种方法给出的地基承载力的可靠性。①当 $p\sim s$ 曲线达到 p_0 后很快发展为脆性破坏的土，p_0 与 p_u 相距很近(我国一些红土、黄土等的荷载试验就出现过此种情况)，此时如用 p_0 作为承载力，则强度和变形都不能保证足够的安全度，应以 p_u 除以安全系数($K=2\sim3$)作为地基承载力；②当 p_0 与 p_u 相距较远($p_0<\frac{1}{2\sim3}p_u$)时，为发挥地基潜力，可取 $f_0=p_0+\frac{p_u-p_0}{K}$ 作为地基承载力，式中 K 值取 3～5；③通过沉降控制法给出 $p_{0.02}$、$p_{0.015}$ 等值，再用 p_u/K 进行强度复核，K 取 2～3，从中取小值作为承载力基本值。

2. 计算地基土变形模量

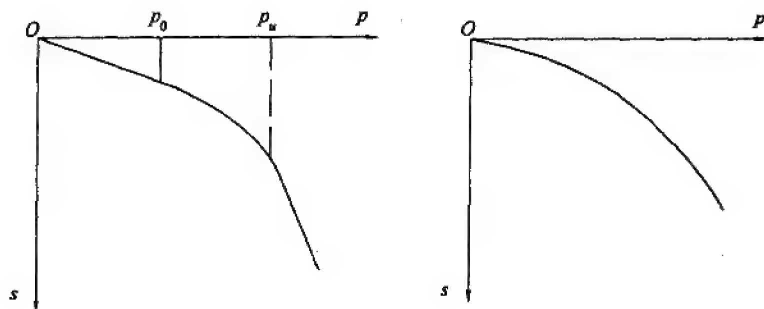
载荷试验求得的变形参数(变形模量)与室内压缩试验求得的变形参数(压缩模量)不同，前者是在有侧限条件下，把地基当成半无限变形体，按弹性理论求变形模量，但有些土的应力－应变呈非线性变化，只能近似以割线变形模量代替。

(1)比例界限点清楚，该点前 $p\sim s$ 呈线性关系，可采用下式计算变形模量 E_0(MPa)：

$$E_0=10(1-\mu^2)\frac{p}{sd} \tag{7-1}$$

式中 p——比例界限点荷载，kN；

s——与 p 相应的沉降量，cm；



(a)低压缩性土 $p \sim s$ 曲线　　(b)中等压缩性土 $p \sim s$ 曲线

图 7-2　不同压缩性土的 $p \sim s$ 曲线

d——承压板直径或等代直径,cm;

μ——土的泊松比,碎石土 0.27,砂土和粉土 0.3,粉质粘土 0.35,粘土 0.42。

(2)对圆滑型、不规则型 $p \sim s$ 曲线,没有起始直线段,在用式(7-1)计算变形模量时,式中 s 和 p 的选择,对粘性土可采用 $s = 0.02b$ 及其对应点的荷载 p;对砂土可采用 $s = 0.015b$ 及其对应点的荷载 p。这样计算的变形模量称为割线模量。

3. 预估建筑物沉降量

当建筑物基础宽度 2 倍深度内的土质均匀时,可按下面经验公式预估建筑物沉降量:

砂土地基
$$s' = s\left(\frac{b'}{b}\right)^2\left(\frac{b+30}{b'+30}\right)^2 \tag{7-2}$$

粘性土地基
$$s' = s\frac{b'}{b} \tag{7-3}$$

式中　s'——预估的建筑物沉降量,cm;

s——与建筑物基底压力对应的承压板沉降量,cm;

b'——基础短边宽度,cm;

b——承压板宽度,cm。

式(7-3)对软粘土地基沉降量的估算一般偏低。

(二)螺旋板载荷试验

螺旋板载荷试验(Screw Plate Loading Test)是近 20 多年来由常规平板载荷试验演变而来的。它是将一个螺旋形的承载板,借用机械或人力旋入地面下预定深度后,通过传力杆对螺旋形承载板施加荷载,并观测板下地基土体受压后的位移,从而获得地基土应力－应变－时间的关系曲线。该试验可用于确定地基土的承载力和变形模量,计算地基土的固结系数和不排水抗剪强度。

(三)单桩静载荷试验

单桩静载荷试验的目的是为了获取桩基设计所必需的计算参数,对桩型和桩基持力层进行比较和选择,充分发挥地基承载力和桩身结构强度,使二者能够匹配,以获取最佳的技术经济效果,并通过打桩掌握桩身应力,选择桩锤,研究停锤标准,预估沉桩可能性,为顺利施工提供必要的资料,或对工程桩的承载力进行抽样检验和评价。常用的试验方法有:

(1)慢速维持荷载法。该方法是国内外已沿用很久的方法。具体做法是按一定要求将

荷载分级加到试桩上，每级荷载维持不变，直到桩顶下沉量增量达到某一规定的相对稳定标准，然后继续加下一级荷载。当达到规定的终止试验条件时，便停止加荷，再分级卸荷直至零载，试验周期需 3～7 天。

(2)快速维持荷载法。该方法不要求每级荷载下的沉降量都达到相对稳定，而是以等时间间隔连续加载。快速维持荷载法每级荷载下的沉降量小于慢速维持荷载法每级相同荷载下的沉降量，因此快速法试验得出的极限承载力有时要高于慢速法的成果。采用快速维持荷载法的基本依据是：快速加载下得到的极限荷载乘以一定的修正系数即可转换成慢速加载时的极限荷载。在加载时，慢速法和快速法的桩顶下沉量之差一般在 5%以内，快速法持续时间可以预估，缩短了试验时间。

(3)等贯入速度法。试验过程中连续施加荷载保持桩顶等速贯入土中，按荷载－下沉量曲线确定极限荷载。试验一般进行到累计贯入量 50～75mm 或至少等于平均桩径的 15%，也可以加到设计荷载的 3 倍或试桩反力系统的最大反力。等贯入速率法试验在 1～3 小时内就可完成。

(4)循环加载卸载试验法。该方法在国外用得较为广泛，有的在慢速维持荷载法中以部分荷载进行加载卸载循环，有的对每一级荷载达到稳定后重复加载卸载循环，也有的以快速维持荷载法为基础对每一级荷载进行重复加载卸载循环。

确定单桩竖向极限承载力常用的方法有：

(1)根据沉降随时间的变化特征确定极限承载力，即 $s\sim\lg t$ 曲线尾部出现明显向下弯曲的前一级荷载值。

(2)根据沉降随荷载的变化特征确定。取 $P\sim s$ 曲线发生陡降的起始点(陡降型 $P\sim s$ 曲线)或取 $P\sim s$ 曲线由第二曲线段转变为斜线段的起始点(缓变型 $P\sim s$ 曲线)所对应的荷载；对于摩擦型灌注桩取 $s\sim\lg P$ 曲线出现陡降直线段的起始点所对应的荷载值。

(3)根据沉降量确定。对于缓变型 $P\sim s$ 曲线一般可取 $s=40\sim60$mm 所对应的荷载值；对于大直径桩也可以取 $s=(0.03\sim0.06)D$(D 为桩端直径，大桩径取低值，小桩径取高值)所对应的荷载值；对于细长桩($L/D>80$)可取 $s=60\sim80$mm 所对应的荷载值。

(4)未加荷到破坏，用外推法确定单桩极限承载力时应注意以下情况：当土体仍处于弹性状态，$P\sim s$ 曲线呈直线，第一拐点尚未出现，这时桩的极限承载力在没有可靠的成熟经验时一般不可外推；如果桩基土已处于弹塑性变形阶段，即 $P\sim s$ 曲线上第一拐点已经出现，但桩还未达到极限荷载，则可以利用荷载传递位移函数法、弹性理论法(Mindlin 公式)、数值法等拟合桩的荷载－沉降曲线，再以某一沉降量推求桩的极限承载力。

桩的极限承载力一般由桩端阻力和桩侧摩阻力组成。它们在极限承载力中各自所占的比例与桩的长度、桩周土的性质、成桩方法、桩端进入持力层的深度等许多因素有关。在桩的载荷试验中，若进行桩身应力测试(贴有应变片或钢筋应力计)，则根据实测资料可划分桩端阻力和桩侧摩阻力。如果没有实测资料，则可结合当地 q_p、q_s 经验值或根据 $s\sim\lg P$ 曲线法划分桩端阻力和桩侧摩阻力：将 $s\sim\lg P$ 曲线末端陡降直线段向上延长与横坐标相交，交点左段为总极限摩阻力，交点右侧(至极限荷载)即为总极限端承力。

二、静力触探试验

目前，工程界广泛将电测静力触探试验用于划分土层、土类判别，以及估算砂土相对密度 D_r、内摩擦角 φ、粘土不排水抗剪强度 C_u、土的压缩模量 E_s、变形模量 E_0、饱和粘土不排

水模量 E_u、砂土初始切线弹性模量 E_i 和初始切线剪切模量 G_i、地基承载力、单桩承载力、固结系数、黄土湿陷系数及砂土和粉土液化判别等。静力触探适用于粘性土、粉土、疏松－中密的砂土及含少量碎石的土层，对杂填土、密实的砂土和碎石土则不适用。

电测静力触探是将带有电测传感器的探头，用静力以匀速贯入土中，根据电测传感器的信号，测定探头贯入土中所受到的阻力，再通过贯入阻力与土的岩土工程特性之间的定量关系和统计相关关系，来实现各项岩土工程勘察的目的。按传感器的功能，静力触探可分为常规静力触探(CPT，包括单桥和双桥)和孔压静力触探(CPTU)。单桥探头测定的是比贯入阻力(p_s)，双桥探头测定的是锥尖阻力(q_c)和侧壁摩阻力(f_s)。孔压静力触探探头是在单桥探头或双桥探头上增加量测贯入土中时土中的孔隙水压力(u，简称孔压)的传感器。国外还发展了各种多功能的静力触探探头，如电阻率探头、测振探头、侧应力探头、旁压探头、波速探头、振动探头、地温探头等。

静力触探既是一种原位测试手段，也是一种勘探手段。它和常规的钻探－取样－室内试验等勘察程序相比，具有快速、精确、经济和节省人力等特点。特别是对于地层变化较大的复杂场地以及不易取得原状土样的饱和砂土和高灵敏度的软粘土地层，静力触探更具有其独特的优越性。此外，在桩基勘察中，静力触探的某些长处(如能准确地确定桩尖持力层等)也是其他常规勘察手段所不能比拟的。

静力触探的缺点之一是贯入机理尚难以搞清，原因是探头压入土中时，土体产生压剪变形，土单元的受力条件极为复杂，再加上其他一些因素的影响，使得至今难以像十字板试验那样，用数学力学方法来描述贯入机理并提出工程可用的理论公式，因而目前对静力触探成果的解释主要还是经验性的。静力触探的缺点还在于它不能直接地识别土层，而且对碎石类土和较密实砂土层难以贯人，因此往往还需要钻探与其配合才能完成工程地质勘察任务。尽管如此，静力触探的优越性还是相当明显的，因而在国内外获得极其广泛的应用。

由图 7-3 所示的静力触探原理可看出，一套静力触探设备——静力触探仪，主要由三个部分构成：①探头——地层阻力传感器；②量测记录仪表；③贯入装置，负责将探头压入土中。目前广泛应用的静力触探车集这三部分为一整体。

静力触探探头有单桥探头、双桥探头两种。其中，单桥探头构造简单，实用效果较好，国内普遍采用。单桥探头只测锥头贯入阻力，称比贯入阻力 p_s(kPa)。

$$p_s = 10\frac{P}{A} \tag{7-4}$$

式中 p——总贯入阻力，N；

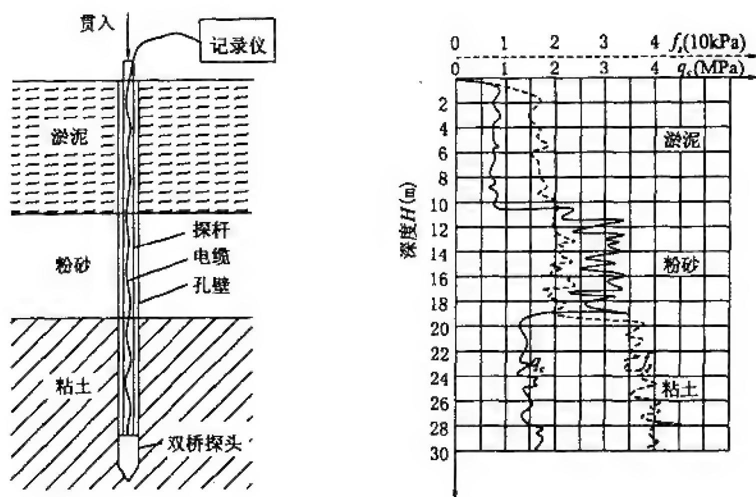
A——锥头底投影面积，cm^2

双桥探头同时测定锥头阻力 q_c(kPa)和侧壁摩阻力 f_s(kPa)，并由式(7-7)计算摩阻比 R_s。

$$q_c = 10\frac{Q_C}{A}; \tag{7-5}$$

$$f_s = 10\frac{P_f}{F_s} \tag{7-6}$$

$$R_s = \frac{f_s}{q_c} \times 100\% \tag{7-7}$$



(a)静力触探示意图　　(b)静力触探曲线及分层

图 7-3　静力触探基本原理示意图

式中　Q_C——锥头总阻力,N;

A——锥头底投影面积,cm^2;

P_f——侧壁总摩擦力,N;

F_s——摩擦筒表面积,cm^2。

静力触探的成果主要用于:

(1)力学分层和确定土的类别。静力触探的重要用途之一在于它能比较准确地确定土层的力学剖面,这对确定浅基和桩尖持力层等都具有十分重要的意义。此外,对地基勘察中合理布置钻孔、设计取样位置或其他原位试验也很有意义。

根据静力触探成果进行土的分类时,目前的经验仍具有很大的地区性和局限性,使用时应慎重。一般说来,根据静探曲线的形态,利用锥尖阻力 q_c 并结合摩阻比 R_f 来划分较纯净的砂层或厚层土的类别是比较容易和可靠的。但对于一些薄夹层、砂和粘土的混合物等,确定土的类别就比较困难。解决这个问题的比较可靠的办法是辅以少量钻探,二者如配合得当,可达到很好的效果。

(2)根据比贯入阻力 p_s 确定天然地基土的承载力。通过比贯入阻力与载荷试验成果的对比,各地区建立了一定的相关关系,表 7-4、表 7-5 是不同单位得到的不同地区粘性土和砂土的经验公式。对于粘土则采用如下经验公式:

$$f_0 = 36p_s + 44.6 \tag{7-8}$$

(3)确定土的不排水抗剪强度 C_u 值。用静力触探成果确定饱和软粘土的不排水综合抗剪强度(C_u),目前是根据静力触探成果与十字板剪切试验成果的对比,建立 p_s、q_c 与 C_u 之间的相关关系,以求得 C_u 值,其相关公式见表 7-6。

(4)估算单桩承载力。静力触探试验可以看作是一小直径桩的现场载荷试验。对比试验结果表明,用静力触探成果估算单桩极限承载力是行之有效的。

表 7-4　　粘性土静力触探承载力经验公式

序号	公　式	适用范围	公式来源
1	$f_0=104p_s+26.9$	$0.3\leqslant p_s\leqslant 6$	工业与民用建筑工程地质勘察规范
2	$f_0=183.4\sqrt{p_s}-46$	$0\leqslant p_s\leqslant 5$	铁道部三院
3	$f_0=17.3p_s+159$	北京地区老粘性土	原北京市勘测处
	$f_0=114.8\lg p_s+124.6$	北京地区新近代土	
4	$p_{0.025}=91.4p_s+44$	$1\leqslant p_s\leqslant 3.5$	湖北综合勘察院
5	$f_0=249\lg p_s+157.8$	$0.6\leqslant p_s\leqslant 4$	四川省综合勘察院
6	$f_0=45.3+86p_s$	无锡地区 $p_s=9.3\sim3.5$	无锡市建筑设计室
7	$f_0=116.7p_s^{0.387}$	$0.24<p_s<2.53$	天津市建筑设计院
8	$f_0=80p_s+31.8$	湿陷性黄土	陕西省综合勘察院
9	$f_0=98q_c+19.24$	黄土地基	原一机部勘测公司
10	$f_0=44p_s+44.7$	平川型新近堆积黄土	原机械委勘察研究院
11	$f_0=90p_s+90$	贵州地区红粘土	贵州省建筑设计院
12	$f_0=112p_s+5$	软土，$0.085<p_s<0.9$	铁道部"静力触探技术规则"

注　f_0 为承载力基本值(kPa)；p_s、q_c 分别为比贯入阻力和锥尖贯入阻力(MPa)。

表 7-5　　砂土静力触探承载力经验式

序号	公　式	适用范围	公式来源
1	$f_0=20p_s+59.5$	粉细砂，$1<p_s<15$	武汉联合试验小组
	$f_0=36p_s+76.6$	中粗砂，$1<p_s<10$	
2	$f_0=91.7\sqrt{p_s}-23$	水下砂土	铁道部三院
3	$f_0=(25\sim33)q_c$	砂　土	国外

1)根据比贯入阻力估算预制桩单桩竖向承载力 N_d(kN)：《上海市地基基础设计规范》推荐由式(7-9)进行估算，该式适用于沿海软土地区。

$$N_d=\frac{1}{F_S}(a_b p_{sb} A_p+U_p\sum f_i l_i) \tag{7-9}$$

式中　A_p——桩身横截面面积，m^2；

U_p——桩身周长，m；

l_i——第 i 层土分段桩长，m；

F_S——安全系数，一般取 2，也可根据经验调整；

a_b——桩端阻力修正系数，按表 7-7 确定；

p_{sb}——桩端附近的比贯入阻力平均值(kPa)，按下式计算：

$$\text{当}\,p_{sb1}\leqslant p_{sb2}\,\text{时，}p_{sb}=\frac{p_{sb1}+p_{sb2}\beta}{2}$$

$$\text{当}\,p_{sb1}>p_{sb2}\,\text{时，}p_{sb}=p_{sb2}$$

p_{sb1}——桩端全断面以上 8 倍桩径范围内的比贯入阻力平均值，kPa；

p_{s2}——桩端全断面以下 4 倍桩径范围内的比贯入阻力平均值,kPa;

β——折减系数,由表 7-8 查得;

f_i——用比贯入阻力估算的桩周各层土的极限摩阻力 kPa,一般按以下原则确定:

表 7-6　　软土的 C_u(kPa)与 p_s、q_c(MPa)相关公式

公　式	适 用 范 围	公 式 来 源
$C_u=30.8p_s+4$	$0.1\leqslant p_s\leqslant 1.5$ 的软粘土	交通部一航局设计研究院
$C_u=50p_s+1.6$	$p_s<0.7$	《铁路触探细则》
$C_u=71q_c$	镇海软粘土	同济大学
$c_u=(71\sim100)q_c$	软粘土	日　本

表 7-7　　桩端阻力修正系数 a_b 值

桩　长 (m)	$l\leqslant15$	$15<l\leqslant30$	$l>30$
a_b	2/3	5/6	1

表 7-8　　折减系数 β 值

p_{s2}/p_{s1}	<5	5~10	10~15	>15
β	1	5/6	2/3	1/2

地表以下 6m 范围内的浅层土,一般取 $f_i=15$kPa。

粘性土:当 $p_s<1$MPa 时,$f_i=\frac{p_s}{20}$;当 $p_s>1$MPa 时,$f_i=0.025p_s+25$。

粉土及砂土:$f_i=\frac{p_s}{20}$。

2)根据 q_c 和 f_{si} 估算单桩竖向极限承载力 p_u(kN),按式(7-10)确定

$$p_u=a\bar{q}_cA+U_p\sum\beta_if_{si}l_i \tag{7-10}$$

式中　a——桩尖阻力修正系数,对粘性土取 2/3,对饱和砂土取 1/2;

$\bar{q}_c$——桩端探头阻力平均值,取桩尖平面以上 $4d$(d 为桩径)范围内 q_c 的厚度加权平均值,然后再和桩尖平面以下 $1d$ 范围的 q_c 值作算术平均,kPa;

f_{si}——第 i 层土的探头侧壁摩阻力,kPa;

β_i——第 i 层土桩身侧壁摩阻力修正系数,按下式计算:

$$\beta_i=\begin{cases}10.05f_{si}^{-0.55} & \text{粘性土}\\ 5.05f_{si}^{-0.45} & \text{砂　土}\end{cases}$$

其余符号含义同前。

确定桩的承载力时,安全系数取 2~2.5(以端承力为主时取 2,以摩阻力为主时取 2.5)。混凝土钻孔灌注桩承载力的计算公式与式(7-10)相同,但式中部分符号含义略有不同,即:$\bar{q}_c$ 为桩底以上和以下 $4d$ 范围内的平均端阻力(kPa),其取值方法与打入桩相同;a、β_i 分别为灌注桩的端阻和侧阻综合修正系数,按下式计算:

$$d\leqslant 65\text{cm 时}\quad a=570.71(\bar{q}_c)^{-0.93}\quad \beta_i=21.22f_{si}^{-0.75}$$

$d > 65\text{cm}$ 时 $\quad \alpha = 20.46(q_c)^{-0.55} \quad \beta_i = 3.49 f_{si}^{-0.4}$

静力触探成果在岩土工程勘察中的应用是广泛的,除以上所述外的主要应用还有:确定土的变形指标、饱和粘性土的天然重度、砂土的相对密度和内摩擦角,以及砂土液化评价和检验压实填土的质量。

三、圆锥动力触探

动力触探是用一定重量的落锤,以一定的落距自由落下而将一定形状尺寸的探头贯入土层中,记录贯入一定厚度土层所需锤击数的一种原位测试方法。由于土层的种类、性质和状态等的差异,贯入同样厚度土层所需的锤击数不同,因而可以根据锤击数的多少来评价土的工程性质。

动力触探是目前国内外广泛使用的原位测试方法之一。该方法使用历史悠久并已积累了丰富的经验,而且它设备简单、易于操作、成本低廉。此外,该方法还可以解决一些特殊问题,如确定砂土密度、判别砂土液化,评价静力触探难于穿透的砂砾、卵砾石层的承载力等。

动力触探虽是一种简单有效的勘察手段,但由于影响锤击数的因素较多,致使锤击数有时不准。这些因素有的是人为造成的,如锤击方法、读数量测方法和精度、触探杆连接和下入的垂直程度等;有的是由穿心锤重量和形状,探头、探杆、锤垫的尺寸和重量、钢材性能等设备因素引起的,类似这些因素可以通过设备标准化和严格操作规程给予解决。还有些因素如探杆长度、探杆和孔壁间摩擦、土层自重、地下水、下卧土层性状等对锤击数也有不同程度的影响,必须进行必要的校核修正。

圆锥动力触探的探头为实心圆锥,根据探头尺寸、落锤质量、落锤距离的不同,圆锥动力触探有轻型、中型、重型和超重型等几种,我国圆锥动力触探的类型和规格如表 7-9 所示。

表 7-9 国内圆锥动力触探的类型及规格

类型	落锤质量 (kg)	落锤距离 (cm)	探头规格			触探指标		触探杆外径 (mm)
			锥角(°)	锥底直径 (cm)	锥底面积 (cm²)	贯入度 (cm)	指标	
轻型	10±0.2	50±2	60	4.0	12.6	30	锤击数 N_{10}	25
中型	28±0.2	80±2	60	6.18	30	10	锤击数 N_{28}	33.5
重型	63.5±0.5	76±2	60	7.4	43	10	锤击数 $N_{63.5}$	42
超重型	120±1.0	100±2	60	7.4	43	10	锤击数 N_{120}	50~60

圆锥动力触探主要用于砂土、碎石土等无粘性土的勘察,成果以定性评价地基土的工程性质为主,定量解释仅限于评价土的密度和抗剪参数等指标,然后间接估算桩基承载力和天然地基承载力以及压缩特性。我国各勘察、设计单位根据各自的生产实践经验和研究成果,提出了一些定量估算的经验公式和经验方法,如用重型动力触探击数 $N_{63.5}$ 确定砂土、碎石土的孔隙比和砂土密度(表 7-10);用轻型、中型动力触探击数 N_{10}、N_{28} 确定粘性土地基承载力(表 7-11、表 7-12);用重型触探击数 $N_{63.5}$ 确定细粒土地基承载力;用超重型触探击数 N_{120} 确定碎石土地基承载力;用中型、重型触探击数 N_{28}、$N_{63.5}$ 确定地基土的抗剪强度和变形模量;以及确定桩尖持力层和单桩承载力。

表 7-10　　触探击数与砂土密度的关系

土的分类	$N'_{63.5}$	砂土密度	孔隙比
砾　砂	<5	松　散	>0.65
	5~8	稍　密	0.65~0.50
	8~10	中　密	0.50~0.45
	>10	密　实	<0.45
粗　砂	<5	松　散	>0.80
	5~6.5	稍　密	0.80~0.70
	6.5~9.5	中　密	0.70~0.60
	>9.5	密　实	<0.60
中　砂	<5	松　散	>0.90
	5~6	稍　密	0.90~0.80
	6~9	中　密	0.80~0.70
	>9	密　实	<0.70

表 7-11　　粘性土 N_{10} 与承载力 f_k 的关系

N_{10}	6	10	20	30	40	50	60	70	80	90
f_k(kPa)	51	69	114	159	204	249	294	339	384	429

表 7-12　　N_{28} 与 f_k、E_0 关系

N_{28}	2	3	4	6	8	10	12
f_k(kPa)	120	150	180	240	290	350	400
E_0(MPa)	5	7.5	10	14.5	19	23.5	28

注　此表一般适用于冲积和洪积的粘性土、粉土。

四、标准贯入试验

标准贯入试验也属动力触探类型之一，试验装置及贯入器如图 7-4 所示。

标准贯入试验适用于砂土、粘土及一般粘性土，对软塑－流塑软土不适用。国外用实心圆锥头（锥角 60°）替换贯入器下端的管靴，使标贯适用于碎石土、残积土和裂隙性硬粘土以及软岩。对于钻孔标准贯入试验，为了尽可能减少对孔底土的扰动，应采用回转钻进的方法成孔，钻至试验土层以上约 15cm 后进行清孔。试验时利用 63.5kg 重的穿心锤，以 76cm 的自由落距将贯入器打入 15cm 后，开始记录连续打入 30cm 的锤击数，此数即为标准贯入击数 $N_{63.5}$。若遇密实砂层，当锤击数达到 50 击而贯入深度仍达不到 30cm 时，记录 50 击的贯入深度 ΔS，并按 $N_{63.5}=\frac{30\times50}{\Delta S}$ 换算贯入 30cm 的锤击数。贯入试验完成后拔出贯入器，取出贯入器中的土样进行鉴别描述。每个孔完成后，绘制钻孔地质剖面及 $N_{63.5}\sim H$（H 为孔深）关系曲线图。

$N_{63.5}$ 值的修正问题目前国内尚无统一标准。《岩土工程勘察规范》(GB50021-94)规定评价砂土液化时 $N_{63.5}$ 值不需作杆长修正，当确定土性参数（密实度 D_r、变形模量 E_0、压缩模量 E_s 等）及承载力时，$N_{63.5}$ 值需进行杆长修正，国家标准《建筑地基基础设计规范》

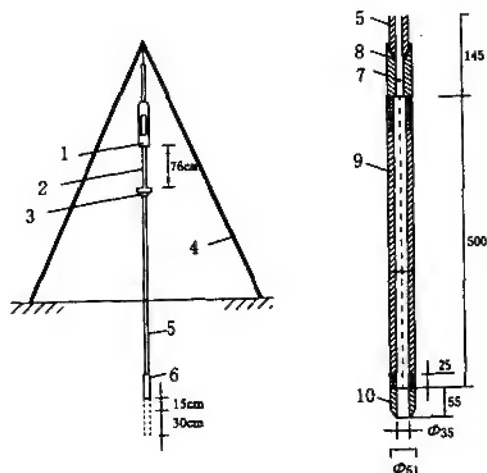


图 7-4 标准贯入试验装置示意图 （单位:mm）

1－落锤 2－导杆 7－钻杆帽 4－三角架 5－钻杆 6－标准贯入器 7－翡头
8－出水口 9－由两个半圆形管合成的贯入器 10－管靴

(GBJ7-89)给出的杆长修正公式如下：

$$N_{63.5} = \alpha_1 N'_{63.5} \tag{7-11}$$

式中 $N'_{63.5}$——实测标贯击数；

α_1——杆长修正系数，由表 7-13 确定。

表 7-13 杆长修正系数

杆长 l(m)	≤3	6	9	12	15	18	21
α_1	1.00	0.92	0.86	0.81	0.77	0.73	0.70

标准贯入试验成果的用途较广，主要包括：

(1)利用 $N_{63.5}$～H 关系曲线划分土层。

(2)确定地基土承载力。表 7-14、表 7-15 列出了国家标准《建筑地基基础设计规范》(GBJ7-89)关于用标贯击数确定的粘性土、砂土承载力标准值。

表 7-14 粘性土承载力标准值

$N_{63.5}$	3	5	7	9	11	13	15	17	19	21	23
f_k(kPa)	105	145	190	220	295	325	370	430	515	600	680

表 7-15 砂土承载力标准值

$N_{63.5}$	10	15	30	50
中粗砂	180	250	340	500
粉、细砂	140	180	250	340

(3)判定砂土密实程度。表7-16给出了国内外常用的判定标准。

表7-16　　国内外按锤击数 $N_{63.5}$ 判定砂土紧密程度

紧密程度		相对密度 D_r	$N_{63.5}$					
国　外	国　内		国际标准	南京水科院、江苏水利厅	原水电部水科所			《冶金工业建设岩土工程勘察技术规范》
					粉　砂	细　砂	中　砂	
极　松	松　散	0~0.2	0~4	10	<4	<13	<10	<10
松			4~10					
稍　密	稍　密	0.2~0.33	10~15	10~30	>4	13~23	10~26	10~15
中　密	中　密	0.33~0.67	15~30					15~30
密　实	密　实	0.67~1	30~50	>30		>23	>26	>30
极　密			>50					

注　表内所列 $N_{63.5}$ 值为人力拉锤测得。

(4)其他方面的应用还有:判断砂土液化、确定粘性土状态和无侧限抗压强度、估算单桩承载力等。

五、十字板剪切试验

十字板剪切试验是一种测定饱和软粘土不排水抗剪强度和估算软粘土灵敏度的原位测试方法。该试验是将插入软土中的十字形板头以一定的速率旋转,测出土的抵抗力矩,从而换算土的抗剪强度,所测得的强度指标在稳定分析等方面有许多用途。由于该方法是在野外指定钻探深度原位土层中进行的,与室内试验相比,它更能反映土体的天然结构、天然应力等条件,尤其是对软塑性软土,更显出十字板试验的优点,因而在沿海软土地区岩土工程勘察中应用较广泛。

十字板剪切试验的试验深度一般不超过30m,抗剪强度的测定精度可达到1~2kPa。目前国内使用的十字板有机械式和电测式两种。机械式十字板每做一次剪切试验,均需清孔下套管,光杆式的还要在试验孔旁边打一个副孔作轴杆校正,离合式、牙嵌式也都要作轴杆校正,故费工费时,工效低,使用单位少。电测十字板克服了机械式十字板的缺点,工效高,测试精度也较高,故使用单位较多。对饱和软粘土现场十字板剪切试验宜采用电测式,且选用轻型链式十字板静力触探两用仪与静态电阻应变仪配套使用。

十字板试验的原理是施加扭力矩使插入土层试验深度的十字板头转动,将土剪损,测出土体抵抗剪损的最大力矩,由力矩平衡条件计算出土体的不排水抗剪强度。对于轻便十字板剪切仪,原状饱和土的不排水抗剪强度 C_u(kPa)由式(7-12)确定

$$C_u = KC(\varepsilon_y - \varepsilon_g) \tag{7-12}$$

式中　K——十字板常数,m^{-2};

C——钢环率定系数,kN/0.01mm;

ε_y、ε_g——原状土剪切破坏时和轴杆校正时的百分表读数,0.01mm。

如果用 C'_u 表示重塑扰动土的抗剪强度,则

$$C'_u = KC(\varepsilon_c - \varepsilon_g) \tag{7-13}$$

式中　ε_c——土扰动后重塑土剪切时的百分表读数，0.01mm。

显然，据此可确定出地基土的灵敏度 S_t

$$S_t = \frac{C_u}{C'_u} \tag{7-14}$$

电测十字板剪切仪因不存在轴杆与土及机械消耗的扭阻力，又常把扭力臂 R 设计为 1cm，故可用下列公式计算土的 C_u 和 C'_u

$$C_u = K'\xi\varepsilon_y \tag{7-15}$$

$$C'_u = K'\xi\varepsilon_g \tag{7-16}$$

$$K' = \frac{2}{\pi D^2 H(1 + \frac{D}{3H})} \tag{7-17}$$

式中　K'——电测十字板常数，m^{-2}；

ξ——电测十字板传感器率定系数，$kN/\mu\varepsilon$；

ε_y、ε_g——原状土、重塑土剪切破坏时的电阻应变仪读数，$\mu\varepsilon$；

D、H——十字形板头的直径和高度，m。

一般认为十字板试验测得的不排水抗剪强度是峰值强度，其值偏高。长期强度只有峰值强度的 60%～70%。因此，十字板试验测得的强度需进行修正后才能用于设计计算。Daccal 等建议用修正系数 μ 来折减(图 7-5)。图中曲线 1 适用于液性指数大于 1.1 的土，曲线 2 适用于其他软粘土。十字板剪切试验成果主要应用于：

(1)计算地基承载力。中国建筑科学研究院、华东电力设计院采用的公式为：

$$f_k = 2C_u + \gamma h \tag{7-18}$$

式中　f_k——地基承载力标准值，kPa；

C_u——修正后的十字板抗剪强度，kPa；

γ——土的重度，kN/m^3；

h——基础埋置深度，m。

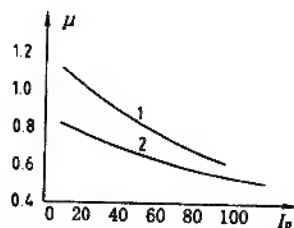


图 7-5　C_u 修正值

(2)估算单桩极限承载力。计算公式为：

$$Q_{u\max} = N_C C_u A + U\sum_{i=1}^{n} C_{ui} L \tag{7-19}$$

式中　$Q_{u\max}$——饱和软粘土中的单桩极限承载力，kN；

N_C——承载力系数，$N_C = 6 \sim 9$；

C_u——桩端土修正后的不排水抗剪强度，kPa；

C_{ui}——桩周土的不排水抗剪强度，kPa；

A——桩的截面积，m^2；

U——桩的周长，m；

L——桩的入土深度，m。

(3)确定软土路基临界高度。在软土地区公路选线中，路基、海堤等临界高度的确定对线路设计和方案比较非常重要，用十字板测得的不排水抗剪强度估算路基等的临界高度是一种比较有效的方法。对均质厚层软土路基的临界高度可用下式估算：

$$H_0 = KC_u \tag{7-20}$$

式中 H_0——临界高度,m;

K——系数,m^3/kN,一般取 3。

六、水文地质试验

(一)压水试验

压水试验是一种在钻孔内进行的渗透试验。它是用栓塞把钻孔隔离出一定长度(一般为 5m)的孔段,然后以一定的压力(采用三级压力、五个阶段的循环试验法,三级压力分别为 0.3MPa、0.6MPa 和 1MPa)向该孔段压水,测定相应压力下的压入流量,并以单位试段长度在 1MPa 压力下的压入流量值(即透水率 q,单位为吕荣 L_u,$1L_u = 1L/(min \cdot m \cdot MPa)$)来表征该孔段岩体的透水性。压水试验可用于了解与工程建筑物有关地段岩体的相对透水性、裂隙的开度、充填物性质、岩体的可灌性、灌浆效果检查等。岩体的透水率 q 和渗透系数 K(m/d)由式(7-21)和式(7-22)确定。

$$q = \frac{Q_3}{L} \cdot \frac{1}{p_3} \tag{7-21}$$

式中 q——试段岩体的透水率,取两位有效数字,L_u;

Q_3——第三(最大)压力阶段的压入流量,L/min;

p_3——第三(最大)压力阶段的试验压力,MPa;

L——试段长度,m。

$$K = \frac{Q}{2\pi HL} \ln \frac{L}{r_0} \tag{7-22}$$

式中 Q——压入流量,m^3/d;

H、L、r_0——试验水头、试段长度和钻孔半径,m。

(二)原位渗透试验

原位渗透试验用于测定地下水位以下渗透性较低的粘性土的渗透系数,其基本方法是通过预埋在土中的双管式渗压计探头,在地面上由压力装置施加渗透压力,使渗压计探头与探头周围的土体产生渗透水流,由此可以测定土体的渗透系数。原位渗透试验可分为常水头试验和变水头试验。变水头试验操作简单,而常水头试验便于理论分析,其结果较变水头试验精确,故常采用常水头法。

(三)注水试验和抽水试验

注水试验是用人工抬高水头,向试坑或钻孔内注水来测定松散岩土体渗透性的一种原位试验方法。通过注水试验所得到的渗透系数,用于预测基坑排水量,评价贮水工程地基或边坡渗漏的可能性等,亦是选择地基处理方案的主要参数。

注水试验主要适用于不能进行压水试验和抽水试验,而取原状样进行室内试验又比较困难的松散岩土体。注水试验可分为试坑注水试验和钻孔注水试验两种。试坑注水试验主要适用于地下水位以上且地下水埋深大于 5m 的各类土层;钻孔注水试验则适用于各类土层和结构松散、软弱的岩层,且不受地下水位和埋深的影响。

抽水试验是通过在钻孔(井)中抽水降低地下水位来求得含水岩层渗透性能的一种原位测试方法,有单孔抽水试验、多孔抽水试验和孔群互阻抽水试验等多种试验方法。

第七节　房屋建筑与构筑物地基的勘察与评价

一、房屋建筑与构筑物的特点及对地基勘察的基本要求

(一)房屋建筑与构筑物的特点

房屋建筑与构筑物系指一般的房屋建筑、工业厂房,以及高层建筑和烟囱、水塔、电视电讯塔等高耸构筑物。我国地域广阔,地球上存在的岩土工程技术条件几乎都能遇到,而且自东向西、由北向南均显示出明显的区域性分带。建筑物的地基有的是巨厚的高压缩性软土,如天津、上海、宁波、厦门、海口等市的地基土;有的是厚度可观的强烈自重湿陷性黄土,如甘肃等地的黄土;有的是很厚的风化岩和残积土层,如广东、福建、海南等省;有的地基土的压缩性虽不算很高,但总厚度巨大,因此累计的可能沉降不能轻视,如西安市;有的虽然可直接建于基岩或压缩性不高的土层上,却常受到基岩中的断层破碎带、岩溶作用以及岩层(玄武岩)与第四纪地层交互存在等不利条件的困扰;还有的建筑物位于高烈度地震区等。因此,针对不同建筑物、不同岩土工程条件,应采取相应的勘察手段和要求。

应当指出的是,近 20 年来我国的高层建筑如雨后春笋,高度逾百米的超高层建筑的数量也相当可观。相对一般建筑物而言,高层建筑具有以下特点:①高度大,本身的刚度也大。建筑物的高度大了,对稳定性,特别是对整体倾斜的要求就十分严格,与此同时,还存在高层部分与低层裙楼部分之间的沉降差等问题;②重量大而集中分布。通常一幢高层建筑物的总重可由数万吨至数十万、上百万吨。同时,水平荷载(地震力、风载等)也相当突出;③深度大,即常有多层地下部分,因此基础埋深大,从而带来深基坑施工的降水、支护以及对已有邻近建筑物的影响等一系列岩土工程问题。

(二)地基勘察的基本要求

房屋建筑和构筑物的地基勘察应与设计阶段相适应,分阶段进行,并且要明确房屋建筑和构筑物的荷载、结构特点,以及对变形的要求和有关功能上的特殊要求,有时还要考虑可能采用的地基基础的设计施工方法,做到有明确的目的性和针对性。

对房屋建筑和构筑物的地基勘察,其基本要求包括以下几方面内容:

(1)查明场地与地基的稳定性,如深大断裂对场地和地基的影响程度;不利地震效应(砂土液化、震陷等);不稳定边坡的危害程度;场区岩溶的发育程度及其对地基稳定性的影响;人为或天然因素造成的地面沉降、地裂或坍陷的危害等。

(2)查明岩土层的种类、成分、厚度及产状变化等,以及岩土层,特别是基础下持力层(天然地基或桩基等人工地基)和下卧层的岩土技术性质。对于粘性土层,还应从应力历史的角度进行分析、研究。

(3)查明潜水和承压含水层的分布、水位(水头)、水质、各含水层之间的水力联系,获得必要的渗透系数等水文地质计算参数。

(4)提供满足设计、施工所需的岩土技术参数。

(5)确定地基或基础的承载力,对建筑物和构筑物的沉降以及整体倾斜进行必要的分析预测;在工程分析的基础上,提出地基基础设计方案比较和建议,包括对重要的地基基础施工措施的建议。

(6)在岩土工程分析中,必要时还应分析地基与上部结构的共同作用,做到地基基础和

结构设计更加协调和经济合理。

二、房屋建筑与构筑物地基的勘察要点

(一)岩土工程勘察的一般要求

岩土工程勘察一般分四个阶段进行。下面分别阐述各阶段岩土工程勘察的要点和内容。

1. 可行性研究阶段勘察

可行性研究勘察,也叫选址勘察。该阶段的勘察工作应根据工程建设条件进行技术经济论证,提出设计比较方案。其工作的重点是对场址的稳定性和适宜性作出评价。因此,该阶段的具体工作内容主要包括:①搜集区域地质、构造、地层、地形地貌、地震、矿产和邻近的已有的岩土工程资料以及当地的建筑经验;②查明场地的地层结构、岩土性质、不良地质现象以及地下水的埋深、水位等情况;③当地质和岩土工程条件复杂时,应进行工程地质测绘和必要的勘探、测试工作。

在选择场址时,宜避开下列地段:①不良地质现象发育且对场地稳定性有直接危害或潜在威胁的地段,如邻近场区有活动性断裂、大面积不稳定边坡分布区,有山洪、泥石流威胁,地下有大面积采空区等;②地基土的岩土技术性质严重不良的地段,如厚度大、分布广的强烈自重湿陷性黄土,欠固结、正常固结或超固结程度很低的软土,高胀缩性土或饱和松散砂土存在的地段;③对建筑物抗震危险的地段;④地下水或洪水对建筑场地有严重不良影响的地段;⑤地下有未开采的有用矿藏。

2. 初步勘察

初步勘察阶段的主要任务是对场地内建筑地段的稳定性和岩土工程技术条件作出岩土工程评价,为确定建筑物总平面布置、选择不良地质现象的防治对策和可能采取的建筑物地基基础设计措施与方案进行论证。该阶段主要应进行下列工作:①搜集可行性研究阶段岩土工程勘察报告、取得建筑区范围的地形图及有关工程性质、规模的文件;②初步查明地层岩性、地质构造、岩土体物理力学性质、地下水埋藏条件及冻结深度;③查明场地不良地质现象的成因、分布、对场地稳定性的影响及其发展趋势;④对抗震设防烈度大于或等于7度的场地,应判定场地和地基的地震效应。

初步勘察应在搜集分析已有资料的基础上,根据需要进行工程地质测绘或调查,以及勘探、测试和物探工作。其勘察工作的具体要求如下所述:

(1)勘探点、线、网的布置。勘探点应按勘探线布置,并在每个地貌单元及其交接部位布置勘探点,在微地貌和地层变化较大的地段,勘探点应予以加密。勘探线应垂直地貌单元边界线、地质构造线以及地层界线。在地形平坦地区,勘探点可按方格网布置。

(2)初步勘察阶段勘探点间距的确定。勘探点、线的间距与岩土工程勘察等级有关,一般按表7-17确定。

表7-17　**勘探线、点间距**

岩土工程勘察等级	线距(m)	点距(m)
一级	50~100	30~50
二级	75~150	40~100
三级	150~300	75~200

注　表中间距不适用于地球物理勘探

(3)初步勘察阶段勘探孔深度的确定。初步勘察阶段的勘探孔可分为控制性孔和一般性孔。通过控制性孔可掌握场地地层的总体分布特征,包括对可能与建筑物总平面布置和基础设计文件论证有关的较深的地层及它们的岩土技术性质的必要了解。控制性勘探孔宜占勘探孔总数的1/5～1/3,且每个地貌单元或每幢重要建筑物均应有控制性勘探孔。初勘阶段勘探孔的深度按表7-18确定。

表7-18　　勘探孔深度

岩土工程勘察等级	一般性勘探孔深度(m)	控制性勘探孔深度(m)
一级	≥15	≥30
二级	8～15	15～30
三级	≤8	≤15

注　①勘探孔包括钻孔、探井、铲孔及原位测试孔;
②进行波速测试、旁压试验、长期观测等的钻孔除外。

遇到下列情况之一时,应适当增减勘探孔的深度:①当场地地形起伏较大时,应根据预计的整平地面标高调整孔深;②在预定深度内遇到基岩时,除控制性勘探孔应钻人基岩适当深度外,其他勘探孔在确认达到基岩后即可终孔;③当预计基础埋深以下有厚度超过3～5m,且分布均匀的坚实土层(碎石土、老堆积土等)时,除控制性勘探孔应达到规定深度外,其他勘探孔深度可适当减小;④当预定深度内有软弱地层时,勘探孔深度应适当加大。

(4)初步勘察阶段取样和原位测试的要求。取样和进行原位测试的勘探孔(井)宜在平面上均匀分布,其数量占勘探孔总数的1/4～1/2。取样和原位测试的数量和竖向间距,应按地层特点和土的均匀程度确定。原则上各土层均应有试样或测试数据,其中的主要土层或厚度虽不大却对地基基础设计可能会有较大影响的土层,其试样或测试数据的数量在每个工程地质单元层(岩土技术层)不少于6个。

此外,还要注意获取必要的水文地质数据,如场地不同部位的潜水和各承压含水层的水位,必要时还应测求渗透系数等水文地质参数。当地下水有可能浸没或浸湿基础时,应采取有代表性的水试样进行腐蚀性分析,水试样的数量和分布要考虑按场地工程地质条件划分为区、段或工程地质单元层的需要。

3. 详细勘察

详细勘察的主要任务是在建筑物总平面布置的基础上按不同的建筑物或建筑群提供详细的岩土工程资料和设计所需的岩土技术参数;对建筑物按单体或群体作出岩土工程分析评价,为基础设计、地基处理、不良地质现象的防治等具体方案作出论证和建议。

(1)详细勘察阶段的主要工作。详细勘察阶段主要应进行下列工作:

1)取得附有坐标和地形的建筑物总平面布置图,各建筑物的地面整平标高,建筑物的性质、规模、结构特点、有关的功能要求以及可能采取的基础型式、尺寸、预计埋置深度和对地基基础设计的特殊要求等。

2)查明不良地质现象的成因、类型、分布范围、发展趋势及危害程度,并提出评价与整治所需的岩土技术参数和整治方案。

3)查明各建筑物或建筑群范围内的地层结构,各岩土层的类型、成分、厚度和层面坡度,

各岩土层的岩土技术性质和所需的岩土技术参数，计算和评价地基的稳定性和承载力。

4)对一级建筑物和部分二级建筑物，提供地基变形计算参数，预测建筑物的沉降、沉降差和整体倾斜。变形计算参数和沉降预测(计算)方法的选择要考虑到地基土层的特性，还应搜集、参考当地已有建筑物的沉降观测数据等建筑经验。沉降计算宜用两种或几种方法进行比较。

5)在抗震设防烈度等于或高于7度的场地，应划定土类别和场地类别，分析预测可能出现的地震效应，如饱和砂土和粉土的地震液化势和液化指数，软土、松散的砂与碎石类土、高孔隙率的黄土等的震陷危险性等。

6)查明地下水(潜水与承压水)的埋藏条件、水位等，必要时还应查明水位年变化幅度与规律，测定地层的渗透系数等参数。

7)判定环境水和土对建筑材料的腐蚀性。

8)判定地基土和地下水在建筑物施工(如深基坑开挖)和使用期间可能出现的影响或变化，提供开挖、支护设计、坑底隆起破坏危险评价及降水设计等所需的岩土技术参数，并提出建议。

9)当基坑开挖和降水深度很大时，上述工作尤为重要。同时还应注意到由于开挖引起的坑壁与支护构件的变形与位移，开挖卸荷引起的坑底与四周地面的不均匀回弹，由于降水增压(地层的有效自重压力增大)引起的不均匀压缩下沉对已有建筑物的影响，并提出有关建议。

10)当天然地基不能满足建筑物的荷载、变形等要求时，应就桩基方案的选择，桩的类型、尺寸与桩尖持力层的确定，单桩承载力与桩群沉降的计算，以及施工措施选取等进行分析论证，并提供必要的岩土技术措施建议。

(2)详细勘察阶段勘探点的布置。该阶段应按岩土工程勘察等级布置勘探点。对一级、二级建筑物，宜按主要柱列线或建筑物轮廓线布置勘探点；对三级建筑物可按建筑群的范围布置勘探点。重要设备基础应单独为其布置勘探点。对占地面积不大但荷载大或重心高的独立构筑物，勘探点的数量不宜少于3个。勘探点中应有适当数量的探井(或探槽)。当地基土为填土、湿陷性黄土、膨胀土、大块碎石类土、混合土、污染土、风化残积土、盐渍土等特殊土时，或当建筑物地基范围内以及紧邻处有岩溶、地裂缝、断层破碎带等不良地质现象需要详细追索、圈定时，探井(或探槽)的数量应占较大比重。表7-19列出了详细勘察阶段一般应选用的勘探点间距。

表7-19　详细勘察阶段勘探点的间距

岩土工程勘察等级	勘探点间距(m)
一　级	15～35
二　级	25～45
三　级	40～65

(3)详细勘察阶段勘探孔深度的确定。勘探孔的深度由建筑物的荷载、结构特点，岩土层的岩土技术性质，拟采取的基础或地基处理方案，以及整平、开挖要求等因素决定。

当只按承载力条件计算地基时，勘探孔深度的确定可以以控制住地基主要持力层为原则。例如在基础底面宽度不大于5m的情况下，自基础底面算起的勘探孔深度，对条形基础一般可取大于或等于$3.0b$(b为基础宽度)，对单独柱基础可取$1.5b$，但不应小于5m。

对除按承载力计算之外尚需进行变形计算的地基，控制性勘探孔的深度必须大于沉降

计算深度(需考虑相邻基础的影响)。表 7-20 所列的勘探孔深度是根据近 50 份沉降观测资料和地基土载荷试验结果获得的,故可用于确定控制性勘探孔的深度。应当注意的是,当需要了解建筑物沉降计算深度以下的地层结构时,例如当考虑将桩尖支撑于深部低压缩土层和基岩时,控制性勘探孔可按需要加深。当有大面积堆载时,应按计算结果适当加深勘探孔的深度。

表 7-20　控制性勘探孔深度

基础底面宽度 b(m)	勘 探 孔 深 度(m)		
	软　土	一般粘性土、粉土及砂土	老堆积土、密实砂土及碎石土
$b\leqslant5$	$3.5b$	$(3.0\sim3.5)b$	$3.0b$
$5<b\leqslant10$	$(2.5\sim3.5)b$	$(2.0\sim3.0)b$	$(1.5\sim3.0)b$
$10<b\leqslant20$	$(2.0\sim2.5)b$	$(1.5\sim2.0)b$	$(1.0\sim1.5)b$
$20<b\leqslant40$	$(1.5\sim2.0)b$	$(1.2\sim1.5)b$	$(0.8\sim1.0)b$
$b>40$	$(1.3\sim1.5)b$	$(1.0\sim1.2)b$	$(0.6\sim0.8)b$

注　勘探孔的深度自基础底面算起;表内数据主要来自对均质地层的沉降观测和载荷试验结果;对圆形基础可近似地用直径 d 代替 b,以估算控制性勘探孔的深度。

(4)详细勘察阶段的取样和测试工作。取样和进行原位测试的孔、井数量应按地基土的均匀程度、建筑物的特点和设计的专门要求等因素确定,一般宜占勘探孔总数的 1/2～2/3,且每幢重要建筑物不得少于 2～3 个。在某些情况下(如由独立墩台支撑的线状构筑物、独立的高耸构筑物或勘探孔总数不多的单幢重要建筑物)全部勘探孔均可取样和进行原位测试。

取样和原位测试点的竖向间距,在地基主要受力层内取 1～2m,但对每个主要工程地质单元层或每幢独立的重要建筑物的每一主要土层的土试样不应少于 6 个,同一类的孔内原位测试数据(例如标准贯入击数 $N_{63.5}$或双桥静力触探的 q_c 和 f_s)不应少于 6 个(组)。

对厚度小于 1m 的夹层或透镜体,应视其埋深、分布位置及其在基础设计中的作用或对基坑开挖的影响等,决定是否需要取样或进行孔内原位测试。一般情况下,对地基主要持力层内厚度大于 50cm 的夹层或透镜体,应获得其岩土技术参数。

由于土质不均或结构松散等原因难以取得质量等级符合要求的试样时,可选用最适宜的原位测试方法或进行多种原位测试确定其岩土技术参数。为了确定这类土的承载力和变形计算参数,必要时还应进行载荷试验。

4. 施工勘察

勘察不仅是工程建设的前期工作,而且还应(需)向施工和工程使用(或运营)期间延伸,服务于工程建设的全过程。当遇到下列情况之一时,应配合设计、施工单位进行施工勘察工作:①对安全等级为一级、二级的建筑物,应进行施工验槽;②基槽开挖后,若揭露的岩土条件与勘察资料不符时,应进行施工勘察;③在地基处理及深基坑开挖施工中,宜进行检验和监测;④当地基中溶洞或土洞较发育时,应查明并提出处理建议;⑤施工中出现边坡失稳征兆,应查明原因和影响因素,进行监测并提出处理建议。

(二)高层建筑岩土工程勘察的要点

高层建筑因其本身的岩土工程特点,其勘察工作除上述要求外,还有一些专门要求。高层建筑的结构和地基基础设计工作,要求更详细、更准确地了解地层结构并掌握其变化。这

不仅是计算沉降和预估倾斜的需要,也是基础类型选择与设计以及深基坑开挖设计和施工的需要。因此,勘探工作既要满足平面控制上的要求,又需满足深度控制的要求,还需查清水文地质条件。为此,其勘探点间距的确定(比一般建筑物的小),要以满足控制地层结构在纵横两个方向的变化和分析横向倾斜的可能性等要求为原则。目前国内的一般做法是把勘探点的间距定为15～35m;对预期要采用桩基础的高层建筑,一般要求间距为10～30m;对单桩荷载近千吨的大直径灌注桩(包括嵌岩桩),必要时可一桩一孔或一桩多孔;对每幢独立的高层建筑物,勘探孔通常不少于4个。

由于压缩层厚度要比一般建筑物大得多,故为了沉降计算的需要,一定数量的控制性钻孔需打穿预计的压缩层,其深度 Z(m)可按下式计算

$$Z = d + \alpha b \tag{7-23}$$

式中 d——箱形基础或片筏基础的埋深,m;

b——基础底面宽度,对圆形或环形基础,按最大直径考虑,m;

α——与压缩层深度有关的经验系数,可按表7-21取值。

表7-21 经验系数 α 值

勘探孔类别 \ 土的类别	碎石土	砂土	粉土	粘性土(含黄土)	软土
控制性勘探孔	0.5～0.7	0.7～0.9	0.9～1.2	1.0～1.5	2.0
一般性勘探孔	0.3～0.4	0.4～0.5	0.5～0.7	0.6～0.9	1.0

注 当土的堆积年代老、密实或在地下水位以上时取小值,反之取大值。

需要指出的是,压缩层深度不是决定勘探点深度的惟一依据,为了选择适宜的桩基持力层,也需要查清足够深度的地层结构,在有些情况下,它们还是决定勘探点深度的主要因素。上海地区有些高层建筑勘探深度的确定就有这种考虑。当预期的桩尖持力层以下有高压缩性土层时,为了估计桩群的沉降,一部分勘探点还需要加深。

由于高层建筑基坑的深度往往较大,因而不但有施工降水问题,也有对降水可能引起的地面沉降的预测和坑底下承压水造成坑底隆起破坏的预防等问题。为此,在钻探中应仔细划分透水层,确定各层的位置、厚度、颗粒成分、水位以及不同透水层间的水力联系等,并通过试验确定透水层(尤其是包括潜水在内的上部各透水层)的水文地质参数,如渗透系数 K 等。

第八节　土工统计分析

岩土参数的选用是岩土工程勘察评价的关键,也是岩土工程设计的基础。可靠性和适用性是对岩土参数的基本要求。所谓可靠,是指参数能正确地反映岩土体在规定条件下的性状,能比较有把握地估计参数真值所在的区间;所谓适用,是指参数能满足岩土力学计算的假定条件和计算精度要求。编制岩土工程勘察报告时,应对主要参数的可靠性和适用性进行分析,在分析的基础上选定参数。

岩土参数的可靠性和适用性,受岩土结构的扰动程度、试验方法和取值标准等多种因素的影响。表7-22给出了不同取样方法对比试验的结果。由表可知,厚壁取土器锤击方法对

土的结构扰动较大,使无侧限抗压强度 q_u 明显降低,变异系数 δ 显著增大。

表 7-22　　不同取样方法对比试验

土类	薄壁取土器,压入法			厚壁取土器,锤击法			厚壁比薄壁	
	n	q_u(kPa)	δ	n	q_u(kPa)	δ	q_u 降低	δ 增大
淤泥质粘土	41	59	0.136	21	37	0.195	37%	43%
淤泥质亚粘土	59	68	0.195	33	52	0.229	24%	17%

一、数据的基本统计

在对试验数据的可靠性和适用性作出分析评价的基础上,用统计的方法按工程地质单元、区段、层位进行岩土参数的统计。统计的内容包括平均值、标准差和变异系数等。

(1)平均值

$$f_m = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n} f_i \tag{7-24}$$

(2)标准差

$$\sigma_f = \sqrt{\frac{1}{n-1}\left[\sum_{i=1}^{n} f_i^2 - \frac{1}{n}\left(\sum_{i=1}^{n} f_i\right)^2\right]} \tag{7-25}$$

式中　f_i——岩土的物理力学指标数据;

n——区段及层位范围内数据的个数。

算出平均值和标准差后,应剔除粗差数据。剔除粗差数据的方法主要有:正负 3 倍标准差法、Chauvenet 法和 Crubbs 法。当离差 $d(=f_i-f_m)$满足式(7-26)时,其数据应该剔除。

$$|d| > g\sigma_f \tag{7-26}$$

式中　g——系数,当用 3 倍标准差法时取 3;用其他的两种方法时,可由表 7-23 查得。

(3)变异系数

$$\delta = \frac{\sigma_f}{f_m} \tag{7-27}$$

对于岩土参数可按表 7-24 评价其变异性。岩土参数沿深度方向变化的特点,有相关型和非相关型两种。对于相关型的参数宜结合岩土参数与深度的经验关系,按式(7-28)确定其变异系数

$$\delta = \frac{\sigma_r}{f_m} \qquad \sigma_r = \sigma_f\sqrt{1-r^2} \tag{7-28}$$

式中　σ_r——剩余标准差;

r——相关系数(对非相关型参数,$r=0$)。

变异系数 δ 是无量纲参数,使用上比较方便,在国际上是一个通用的指标。国内外关于变异系数的研究成果见表 7-25、表 7-26 和表 7-27。

二、岩土参数的选定

(一)可靠性估值的理论基础

岩土参数的可靠性估值是在统计学区间估计理论基础上得到的、关于参数母体平均值置信区间的单侧置信界限值。如果母体平均值以 u 表示,并服从 t 分布规律,可靠性估值

以 f_K 表示，取单侧置信下限时（如图 7-6a），其概率按式（7-29）确定；取单侧置信上限时（如图 7-6b），其概率按式（7-30）确定。

表 7-23　　剔除粗差数据的判别系数 g 值

数据的个数 n	Chauvenet 法	Crubbs 法	
		风险概率 $\alpha=0.05$	风险概率 $\alpha=0.01$
5	1.68	1.67	1.75
6	1.73	1.82	1.94
7	1.79	1.94	2.10
8	1.86	2.03	2.22
9	1.92	2.11	2.32
10	1.96	2.18	2.41
12	2.03	2.29	2.55
14	2.10	2.37	2.66
16	2.16	2.44	2.75
18	2.20	2.50	2.82
20	2.24	2.56	2.88
22	2.28	2.60	2.94
24	2.31	2.64	2.99
30	2.39	2.75	3.10
40	2.50	2.87	3.24
50	2.58	2.96	3.34

表 7-24　　岩土参数变异性分类

变异系数 δ	$\delta<0.1$	$0.1\leqslant\delta<0.2$	$0.2\leqslant\delta<0.3$	$0.3\leqslant\delta<0.4$	$\delta\geqslant0.4$
变异性	很　低	低	中　等	高	很　高

表 7-25　　Ingles 建议的变异系数

岩　土　参　数		范　围　值	建议标准值
内摩擦角 φ	砂　土	0.05～0.15	0.10
	粘性土	0.12～0.56	0.10
粘聚力 C（不排水）		0.20～0.50	0.30
压缩性		0.18～0.73	0.30
固结系数		0.25～1.00	0.50
弹性模量		0.02～0.42	0.30
液　限		0.02～0.48	0.10
塑　限		0.09～0.29	0.10
标准贯入击数		0.27～0.85	0.30
无侧限抗压强度		0.06～1.00	0.40
孔　隙　比		0.13～0.42	0.25
重　度		0.01～0.10	0.03
粘粒含量		0.09～0.70	0.25

表 7-26　　国内建议的变异系数

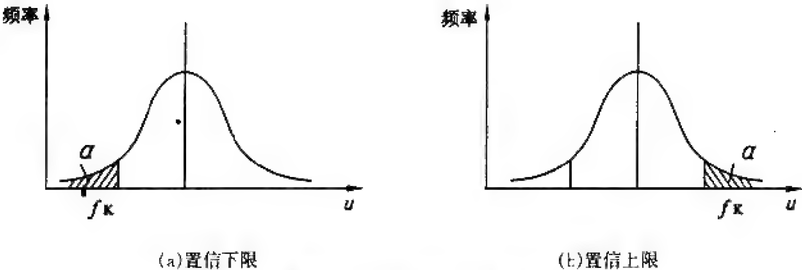
省(市)别	土　类	γ 的变异系数	E_s 的变异系数	φ 的变异系数	C 的变异系数
上海	淤泥质粘土	0.017～0.020	0.044～0.213	0.206～0.308	0.049～0.089
	淤泥质亚粘土	0.019～0.023	0.166～0.178	0.197～0.424	0.162～0.245
	暗绿色亚粘土	0.015～0.031	-	0.097～0.268	0.333～0.646
江　苏	粘　土	0.005～0.033	0.177～0.257	0.164～0.370	0.156～0.290
	亚粘土	0.014～0.030	0.122～0.300	0.100～0.360	0.160～0.550
安　徽	粘　土	0.020～0.034	0.170～0.500	0.140～0.168	0.280～0.300
河　南	亚粘土	0.015～0.018	0.166～0.469	-	-
	粉　土	0.017～0.044	0.209～0.417	-	-

表 7-27　　变异性等级

变异系数及变异性等级	荷　载	岩土参数	分项安全系数(90%可靠性)
＜0.1 很低	死荷载、静水压力	重　度	＜1.1
0.1～0.2 低	孔隙水压力	砂土的指示指标内摩擦角	1.1～1.3
0.2～0.3 中等	活荷载、环境荷载	粘土的指示指标粘聚力	1.3～1.6
0.3～0.4 高	-	压缩性、固结系数、贯入阻力	＞1.6
＞0.4 很高	-	渗透性	-

$$P[u < f_K] = \alpha = 1 - p \tag{7-29}$$

$$P[u > f_K] = \alpha = 1 - p \tag{7-30}$$



(a)置信下限　　(b)置信上限

图 7-6　参数的可靠性估值

式中　α——风险概率，是一个可以接受的小概率，如图 7-6 中的阴影部分；

p——置信概率或称置信水平，表示可以预期的安全概率。

α 与 p 值可根据岩土工程的等级和勘察阶段而定，一般取 $\alpha=0.05$，$p=0.95$。

(二)岩土参数的可靠性估值

1. 岩土参数的标准值

岩土参数的标准值 f_K 可按式(7-31)计算

$$f_K = \gamma_S \cdot f_m \tag{7-31}$$

式中　f_m——岩土参数的平均值；

γ_S——统计修正系数。

2. 统计修正系数的确定

(1)理论方法。按区间估计理论，标准值由式(7-32)计算，显然统计修正系数可由式(7-33)求得。式中正负号按不利组合考虑，采用置信上限时，取正号；采用置信下限时，用负号。

$$f_K = f_m(1 \pm \frac{t_a}{\sqrt{n}}\delta) \tag{7-32}$$

$$\gamma_S = 1 \pm \frac{t_a}{\sqrt{n}}\delta \tag{7-33}$$

式中　t_a——t 分布单侧置信区间的系数值，可根据风险概率 α(或置信概率 p)和自由度 $(n-1)$由表 7-28 查得；

n——试验数据的个数。

(2)简化方法。为了便于应用，在风险概率 $\alpha = 0.05$ 的条件下，将式(7-33)和表 7-28 的有关系数简化拟合成样本容量 n 的显函数形式(式 7-34)，式中 β 值按表 7-29 查得。

$$\gamma_s = 1 \pm (\frac{1.704}{\sqrt{n}} + \frac{4.678}{n^2})\delta = 1 \pm \beta\delta \tag{7-34}$$

(3)经验法。统计修正系数 γ_s 也可按岩土工程问题的类型和重要性、参数的变异性和统计数据的个数，根据经验选用。

3. 岩土参数的设计值

岩土参数的设计值 f_d(对于抗力，如承载力，其设计值小于标准值；对于作用，如荷载，则其设计值大于标准值，即将 f_K 除以 γ)可按式(7-35)计算

$$f_d = \gamma f_K \tag{7-35}$$

式中　γ——岩土参数的分项系数。

4. 土的抗剪强度参数

土的抗剪强度参数(粘聚力 C 和内摩擦角 φ)的平均值和标准差，应按最小二乘法统计，直接用试验数据 $\tau \sim p$ 值，一次统计求出最佳拟合时的平均值和标准差。不采用先按每组剪切试验求 C、φ 后，再分别求其平均值和标准差的方法。抗剪强度参数包括内摩擦角平均值和粘聚力平均值，及其相应的标准差、变异系数和统计修正系数。

(1)按直剪试验结果确定抗剪参数：

$$\varphi_m = \mathrm{arctg}[\frac{1}{\Delta}(n\sum p\tau - \sum p \cdot \sum \tau)] \tag{7-36}$$

$$c_m = \frac{1}{n}\sum \tau - \frac{1}{n}\sum p \cdot \mathrm{tg}\varphi_m = \tau_m - p_m \mathrm{tg}\varphi_m \tag{7-37}$$

$$\sigma_\varphi = \frac{180}{\pi}\sigma\sqrt{\frac{n}{\Delta}}\cos^2\varphi_m \tag{7-38}$$

$$\sigma_c = \sigma\sqrt{\frac{1}{\Delta}\sum p^2}$$

$$\sigma = \sqrt{\frac{1}{n-2}\sum(p\mathrm{tg}\varphi_m + C_m - \tau)^2} \tag{7-39}$$

表 7-28　　t 分布单侧置信区间的 t_α 系数

自由度 $n-1$	风险概率 α				
	0.10	0.05	0.025	0.01	0.005
	置信概率 p				
	0.90	0.95	0.975	0.99	0.995
1	3.07	6.31	12.71	31.82	63.66
2	1.89	2.92	4.30	6.97	9.93
3	1.64	2.35	3.18	4.54	5.84
4	1.53	2.13	2.78	3.75	4.60
5	1.48	2.02	2.57	3.37	4.03
6	1.44	1.94	2.45	3.14	3.70
7	1.42	1.90	2.37	3.00	3.50
8	1.40	1.86	2.30	2.90	3.36
9	1.38	1.83	2.26	2.82	3.25
10	1.37	1.81	2.23	2.76	3.17
11	1.36	1.80	2.20	2.72	3.11
12	1.36	1.78	2.18	2.68	3.06
13	1.35	1.77	2.16	2.65	3.01
14	1.35	1.76	2.14	2.62	2.98
15	1.34	1.75	2.13	2.60	2.95
16	1.34	1.75	2.12	2.58	2.92
17	1.33	1.74	2.11	2.57	2.90
18	1.33	1.73	2.10	2.55	2.88
19	1.33	1.72	2.09	2.54	2.86
20	1.33	1.72	2.09	2.53	2.85
21	1.32	1.72	2.08	2.52	2.83
22	1.32	1.72	2.07	2.51	2.82
23	1.32	1.71	2.07	2.50	2.81
24	1.32	1.71	2.06	2.49	2.80
25	1.32	1.71	2.06	2.49	2.79
26	1.32	1.71	2.06	2.48	2.78
27	1.31	1.70	2.05	2.47	2.77
28	1.31	1.70	2.05	2.47	2.76
29	1.31	1.70	2.05	2.46	2.76
30	1.31	1.70	2.04	2.46	2.75
40	1.30	1.68	2.02	2.42	2.70
60	1.30	1.67	2.00	2.39	2.66
80	1.30	1.66	1.99	2.37	2.63
100	1.29	1.66	1.98	2.36	2.62
120	1.29	1.66	1.98	2.36	2.62
∞	1.28	1.65	1.96	2.33	2.58

表 7-29　　风险概率 $\alpha=0.05$ 条件下的 β 值

n	β	n	β	n	β	n	β
2	4.46	11	0.55	20	0.39	29	0.32
3	1.67	12	0.52	21	0.38	30	0.31
4	1.17	13	0.49	22	0.37	40	0.27
5	0.95	14	0.47	23	0.36	60	0.22
6	0.83	15	0.45	24	0.35	80	0.19
7	0.73	16	0.44	25	0.34	100	0.17
8	0.67	17	0.42	26	0.34	120	0.16
9	0.62	18	0.41	27	0.33		
10	0.58	19	0.40	28	0.32		

$$=\sqrt{\frac{1}{n(n-2)}\{[n\sum\tau^2-(\sum\tau)^2]-\frac{1}{\Delta}[n\sum p\tau-\sum p\cdot\sum\tau]^2\}}$$

$$\Delta = n\sum p^2-(\sum p)^2 \tag{7-40}$$

$$n=\sum_{j=1}^{m}K_j \tag{7-41}$$

式中 φ_m——内摩擦角基本值,(°);

C_m——粘聚力基本值,kPa;

σ_φ——内摩擦角标准差,(°);

σ_c——粘聚力标准差,kPa;

p——垂直压力,其平均值 p_m,kPa;

τ——水平剪应力,其平均值 τ_m,kPa;

n——经分组复核后的试件总数,K_j 为每组试件数,m 为组数;

σ——方程的剩余标准差。

(2)三轴试验结果确定抗剪参数:

$$\varphi_m=\arcsin\left[\frac{n\sum p\tau-\sum p\cdot\sum\tau}{\Delta}\right] \tag{7-42}$$

$$C_m=\frac{1}{\cos\varphi_m}(\tau_m-p_m\sin\varphi_m) \tag{7-43}$$

$$\sigma_\varphi=\frac{180}{\pi}\cdot\frac{\sigma}{\cos\varphi_m}\sqrt{\frac{n}{\Delta}} \tag{7-44}$$

$$\sigma_c=\frac{\sigma}{\cos\varphi_m}\sqrt{\frac{\sum p^2}{\Delta}}+C_m\sigma\mathrm{tg}\varphi_m \tag{7-45}$$

$$p=\frac{\sigma_{1f}+\sigma_3}{2} \tag{7-46}$$

$$\tau=\frac{\sigma_{1f}-\sigma_3}{2} \tag{7-47}$$

式中 σ_{1f}——剪切破坏时的最大主应力,kPa;

σ_3——周围压力,kPa;

其余符号含义同前。

(3)变异系数和统计修正系数:

$$\delta_\varphi=\frac{\sigma_\varphi}{\varphi_m} \tag{7-48}$$

$$\delta_c=\frac{\sigma_c}{C_m} \tag{7-49}$$

$$\varphi_k=\psi_\varphi\cdot\varphi_m \tag{7-50}$$

$$C_k=\psi_c\cdot C_m \tag{7-51}$$

$$\psi_{\varphi} = 1 - (\frac{1.0}{\sqrt{n}} + \frac{3.0}{n^2})\delta_{\varphi} \tag{7-52}$$

$$\psi_{c} = 1 - (\frac{1.0}{\sqrt{n}} + \frac{3.0}{n^2})\delta_{c} \tag{7-53}$$

式中　δ_{φ}、δ_{c}——内摩擦角和粘聚力的变异系数；

ψ_{φ}、ψ_{c}——内摩擦角和粘聚力的统计修正系数。

当按式(7-36)、式(7-37)、式(7-42)和式(7-43)计算时，若出现 $\varphi_m<0$ 或 $C_m<0$ 时，试验结果不能采用。式(7-52)、式(7-53)是在风险概率 $\alpha=0.15$ 的条件下，将式(7-33)和表7-28的有关系数简化拟合而成的。

习题与思考

1. 试说明岩土工程勘察的基本任务和基本程序。
2. 工程地质测绘的主要内容有哪些？并说明其重要性和局限性。
3. 工程钻探有哪些目的？常用的钻探取样方法有哪几种？试分析其优缺点。
4. 岩土工程勘察分级、分阶段的目的是什么？如何划分？
5. 试比较各原位试验方法的成果应用。
6. 房屋建筑与构筑物地基勘察的基本要求有哪些？
7. 详勘阶段房屋建筑与构筑物地基勘察评价的主要内容有哪些？

参考文献

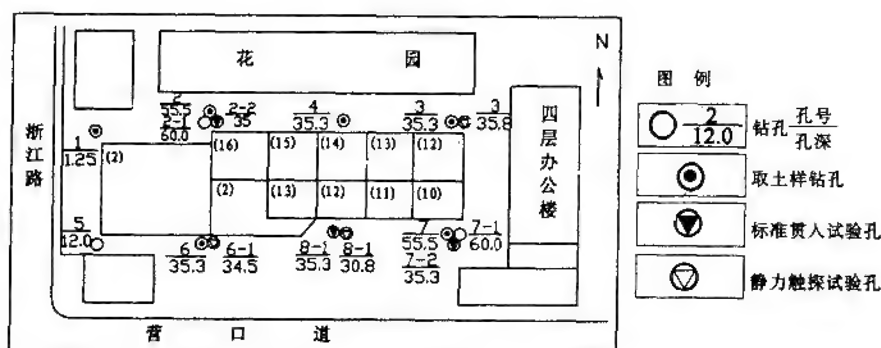
[1] 中华人民共和国国家标准.岩土工程勘察规范(GB50021-94).北京:中国建筑工业出版社,1995
[2]《工程地质手册》编委会.工程地质手册.北京:中国建筑工业出版社,1993
[3] 陆兆溱.工程地质学.北京:水利电力出版社,1989
[4] 张喜发等.工程地质原位测试.北京:地质出版社,1989
[5] 林宗元.岩土工程试验监测手册.沈阳:辽宁科学技术出版社,1994
[6] 唐贤强.地基工程原位测试技术.北京:中国铁道出版社,1993
[7] 褚元勋.工业与民用建筑工程地质钻探.北京:中国建筑工业出版社,1988
[8] 中华人民共和国国家标准.建筑地基基础设计规范(GBJ7-89).北京:中国建筑工业出版社,1989
[9] 孟高头.原位测试及其工程应用.北京:地质出版社,1992
[10] 陕西省综合勘察院.工业与民用建筑工程地质勘察.北京:中国建筑工业出版社,1984
[11] [英]F·G·贝尔著.工程地质与岩土工程.汪时敏等译.北京:中国建筑工业出版社,1990
[12] 王锺琦.岩土工程测试技术.北京:中国建筑工业出版社,1984
[13] 林在贯等.岩土工程手册.北京:中国建筑工业出版社,1994
[14] 中华人民共和国行业标准.建筑工程钻探技术标准(JGJ87-92).北京:中国建筑工业出版社,1992
[15] 中华人民共和国行业标准.原状土取样技术标准(JGJ89-92).北京:中国建筑工业出版社,1992

[16] 张剑峰等编译.岩土工程勘测设计手册.北京:水利电力出版社,1992
[17] 中华人民共和国国家标准.建筑抗震设计规范(GBJ7-89).北京:中国建筑工业出版社,1990
[18] 中华人民共和国国家标准.高层建筑岩土工程勘察规程(GBJ27-90).北京:中国建筑工业出版社,1991
[19] 陈仲颐,叶书麟.基础工程学.北京:中国建筑工业出版社,1990
[20] 高大钊.岩土工程标准规范实施手册.北京:中国建筑工业出版社,1997
[21] 朱小林,杨桂林.土体工程.上海:同济大学出版社,1996
[22] 顾晓鲁等.地基与基础.北京:中国建筑工业出版社,1995

附录　某建筑物岩土工程勘察实例*

一、工程概况

该建筑物地上10～15层，最大高度64.0m，采用框架剪力墙结构，箱桩基础。地下室一层，基础埋深5.0m。配楼2层，高8.0m，采用框架结构，拟采用桩基础。主配楼相连，主楼在立面上高低错落，起伏较大。建筑场地施工条件复杂（如附图1所示），东侧为一幢新建成的4层办公楼，距主楼边线仅13.0m；北侧埋有上下水管线，相距3.0m，在花园边缘还有地下人防及4层办公楼；西南侧有一层老年活动中心，与主楼相距8.0m，与2层附楼相距3.5m；南侧距营口道28.0m；西侧为浙江路；建筑场地正中原有5层办公楼，地下带有4.0m深的人防工程。



附图1　勘探网点平面布置图

场区属典型的滨海软土地区，所以勘察的重点不仅要查清场地范围内的地层分布规律，寻找良好的桩基持力层，提供强度及变形验算等所需的各项参数，而且还要对基坑开挖和降水对相邻建筑物的影响等问题进行分析和评价。因此，勘察中应解决如下几方面的问题：①查清场地地基土的分布规律，各土层的均匀性及其工程性质；②选定采用箱桩基础的最佳桩基持力层，估算单桩承载力；③评价配楼采用天然地基浅基础的可行性，以及主配楼之间的相互影响问题；④对主楼和配楼的沉降量采用多种方法进行估算，由于主楼荷载不均匀，故应提供较为准确的建筑物倾斜值；⑤提供深基坑开挖设计中所需的护坡桩设计、基坑降水设计和边坡稳定验算等所需的有关参数；⑥提供结构抗震设计所需的剪切波速值、卓越周期，并对饱和粉土的液化及场地类别进行评价；⑦对地下水位、土的渗透性、水质对混凝土的侵蚀性等水文地质条件进行评价；⑧定量评价由于桩基、深基坑开挖和降水等施工过程对周围已有建筑物、地下管道及道路的影响。

为了保证建筑物地基基础的经济合理和安全可靠，勘察工作量的布置遵循国家和天津市的有关规范，以及勘察单位在该地区的有关技术规定，结合建筑物的性质，采用多种勘察

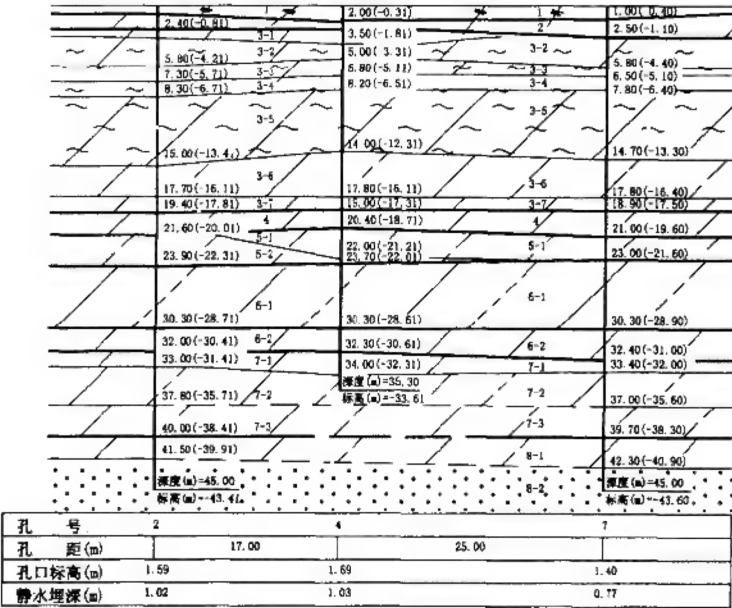
* 资料源自天津市勘察院。

手段综合评价的方法和原则布置工作量(如附图 1 所示)。主楼勘察中共布置原状取土孔 5 个,其中 3 个孔的孔深为 35.0m,2 个控制孔的深度为 55.0m。除一般钻孔外,还进行了标准贯入试验、静力触探和剪切波速等原位测试;室内除做常规试验外,还进行了高压固结试验、再加荷试验、三轴固结慢剪试验、直剪固快试验及室内渗透试验等。

二、场区工程地质条件

(一)地基土的分布、组成及其工程性质

在最大控制深度 55.5m 范围内,土层均为第四系晚更新统和全新统河流及浅海相交互沉积的粘性土和砂土。从总体上看,土层分布基本均匀,但局部有一定的差异。地基土的主要物理力学性质指标详见附表 1,各层土的分布规律详见工程地质剖面图(附图 2)。



附图 2　场地工程地质剖面图

从附表 1 和附图 2 可以看出,上部陆相沉积层的土质相对较好,分布稳定,属该区的地表硬壳层;埋深 2.4～15.0m 为海相沉积的淤泥、淤泥质土,属典型滨海软土,是场地的不良土层,其工程性质差,属欠固结高压缩性土;埋深 15.0～17.7m 为可塑状态的粉质粘土;埋深 17.7～19.0m 为海相层底部,呈密实状态的粉土及砂性大、呈可塑状态的粉质粘土,土质相对较好;埋深 22.0～24.0m 为密实的粉土、粉砂透镜体及砂性大、呈可塑状态的粉质粘土层,该层土的物理力学性质较好,但水平方向厚度变化较大;埋深 24.0～30.0m 为陆相沉积的可塑状态粉质粘土,土质均匀且水平方向分布稳定;埋深 30.0～33.0m 为软塑状态的粘土层,其物理力学性质较差;埋深 33.0～42.0m 为可塑状态的粉质粘土,土质均匀且水平方向分布稳定;埋深 42.0m 以下为第四系海相沉积层,呈密实状态的粉细砂层,物理力学性质

较好，土质均匀，分布稳定。

(二)地基土的物理力学性质

本场地各层土的物理力学指标系采用舍去最大和最小值各 10%后的算术平均值，其结果详见附表 1。高压固结试验结果为：埋深 2.5m 以上粘性土的超固结比 $OCR=1$，属正常固结土；埋深 2.5～15.0m 的淤泥、淤泥质土的 $OCR<1$，C_c 值在 0.45～0.50，属欠固结软土；埋深 15.0m 以下的土层，其 $OCR=1.08\sim1.13$，$C_c<0.2$，属正常固结和微超固结土。

附表 1　　地基土的物理力学性质指标统计结果

岩性及编号	平均厚度(m)	含水量 ω(%)	重度 γ (kN/m³)	孔隙比 e	液性指数 I_L	压缩模量 E_{s1-2} (MPa)	标贯击数 $N_{63.5}$ (击)	比贯入阻力 p_s (MPa)	抗剪强度指标			
									φ (°)	C_u (kPa)	φ' (°)	C_u' (kPa)
粘土(2)	1.6	39.8	18.0	1.14	0.87	3.08	2	0.76	13	20	9	12
粉质粘土(3-1)	1.2	31.2	18.6	0.90	1.02	4.66		1.35	18	11	8	10
淤泥质粉质粘土(3-2)	2.0	39.0	18.1	1.10	1.45	2.98	1.5	0.94	10	15	6	10
粉质粘土(3-3)	1.8	31.1	18.8	0.89	1.25	5.28	6	1.87	19	12	15	11
淤泥(3-4)	1.4	55.9	16.6	1.59	1.45	1.79	1	0.82	6	10	5	4
淤泥质粘土(3-5)	6.5	43.1	17.7	1.20	1.21	2.41	1	1.17	10	13	7	11
粉质粘土(3-6)	2.0	25.5	19.6	0.74	0.96	8.70	9	2.29	23	15		
粉土(3-7)	1.5	24.3	19.8	0.69	0.59	15.40	16	5.35	23	6		
粉质粘土(4)	2.2	24.3	19.9	0.69	0.79	6.10	8	1.64	22	18		
粉质粘土(5-1)	1.1	20.9	20.5	0.59	0.75	7.79	10	1.99	23	21		
粉土、粉砂(5-2)	0.9	22.6	20.0	0.65	0.76	19.50	31	17.08	23	8		
粉质砂土(6-1)	5.8	24.7	19.8	0.70	0.75	7.09	8	3.84	22	20		
粘土(6-2)(7-1)	3.2	34.2	18.7	0.95	0.78	5.80	7	3.32	18	29		
粉质粘土、粘土(7-2)(7-3)	7.6	23.2	20.0	0.67	0.67	7.91			22	20		
细砂(8-2)	75.2	19.5	19.9	0.62		24.4			35	4		

(三)场地水文地质条件

场地埋深 20.0m 以内的地下水属潜水，实测初见水位埋深 1.5～1.7m，静止水位埋深 0.77～1.03m(标高 0.66～0.53m)，水位随季节有所变化，年变幅 0.50～1.00m。经从埋深 5.0m 处取得的两组水样进行分析，其水质为 $Cl^- - K^+ + Na^+$ 型水，pH = 8.00～8.14，属弱碱性水。该场地地下水对混凝土无结晶性和分解性侵蚀，亦无结晶分解复合性侵蚀。

三、场地地震效应

(一)场地土的液化判定

该建筑所在地区属地震多发区,其基本烈度为8度。但本场地埋深15.0m以内的土层中,未见饱和粉土及砂土层。1976年唐山地震波及本场地时,亦无喷砂冒水现象。综合判定本场地埋深15.0m以内的土层均属非液化土层,场地属非液化场地。

(二)软土震陷

场地埋深15.0m以内主要为淤泥质软土。这种欠固结的淤泥质土在8度地震力作用下,一般将产生一定量的震陷。1976年唐山地震时,拟建场地原有3层办公楼震损严重,震陷量较大。根据"软化模型"分层总和简化计算方法,对附楼采用浅基础进行了震陷计算。其结果为0.26~4.00cm。主楼桩基础震陷量较小,可不予考虑。

(三)场地土的卓越周期

根据现场实测剪切波速值,采用式(附-1)进行场地卓越周期计算

$$T = 4H\sqrt{\overline{V}_a} = 0.938\text{s} \quad (附-1)$$

式中

$$\overline{V}_a = \sum V_i H_i / H \quad (附-2)$$

(四)场地土类别及场地类别

场地土类别依据《建筑抗震设计规范》(TJ7-78)按土类计算,场地土类别为2.7类;依据《天津市建筑地基基础设计规范》(TBJ1-88)判定场地属中软场地土,Ⅲ类场地。

四、岩土工程评价

(一)桩基持力层的选择

场地埋深17.0~45.0m范围内存在四个可供选择的桩基持力层。第一持力层埋深17.7~19.0m,为呈密实状态的粉土及砂性大、呈可塑状态的粉质粘土,本层土物理力学性质较好,但其平均厚度仅1.5m,且埋深15.0m以上多为淤泥质软土,估算单桩承载力较低;第二桩端持力层为埋深22.0~24.0m之间的密实粉土、粉砂及砂性大且呈可塑状态的粉质粘土层,该持力层水平方向由西向东从粉土粉砂逐渐过渡为砂性大的粉质粘土,其粉质粘土的标贯击数$N_{63.5}$为13~23击,比贯入阻力p_s为1.64~1.99MPa,压缩模量E_{s1-2}为7.0~11.4MPa;粉土及粉砂的标贯击数$N_{63.5}$为31~32击,p_s为11.4~22.2MPa,压缩模量E_{s1-2}为20.5~22.3MPa;第三桩端持力层为埋深27.0~29.0m、砂性大、呈可塑状态的粉质粘土层,该层土标贯击数$N_{63.5}$为7~18击,比贯入阻力p_s为3.48~5.10MPa,压缩模量E_{s1-2}为5.0~9.1MPa,水平方向土质均匀,但其下部埋深30.0~34.0m范围内存在一层低强度软粘土,其$N_{63.5}$为4~8击,E_{s1-2}为3.9~6.6MPa,f_k为113~158kPa,且估算单桩承载力提高不多,经济上不合理,同时软弱下卧层强度验算不能达到设计要求;第四桩端持力层为埋深42.0m以下的粉细砂层,本层土的物理力学指标均较好,且水平方向分布稳定,土质均匀,为理想的桩基持力层,但埋深较大,工程造价较高。

综上所述,第一、三桩端持力层在强度及变形两方面均不能满足设计要求;第四桩端持力层比较理想,但其顶板埋深大,地基处理造价高。结合建筑物荷载的分布情况,第二桩端持力层应重点考虑利用,进行详细分析和评价。该持力层的优点为土层物理力学性质较好,缺点为水平方向同层位土层分布不均匀,岩性差别较大,由西向东在强度、变形两方面均有

所差异。结合上部荷载的分布情况，土性指标稍差的粉质粘土正好位于荷载较小的10～13层楼部位，而荷载较大的14～15层楼则处于土性指标较好的粉土粉砂位置。虽然上部荷载的分布能够调节由于土层不均匀而造成的差异沉降，但选择此层作为持力层能否满足规范要求的变形及倾斜值，应作为评价的重点和首先要解决的问题。

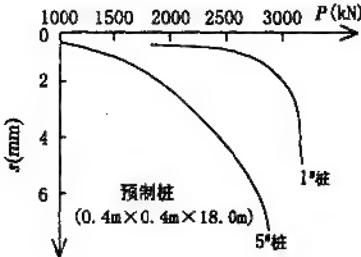
（二）单桩垂向承载力的估算

利用地基土的物性指标、标贯击数 $N_{63.5}$ 和静力触探比贯入阻力 p_s 对单桩垂向承载力进行估算，其结果如附表2所示。

附表2　　单桩（预制桩）垂向承载力标准值　　（单位：kN）

桩长(m)	桩径(m×m)	入土深度(m)	物性法					标贯法			静探法			建议值
			2#	3#	4#	6#	7#	2-2#	7-2#	8-2#	7-1#	6-1#	8-1#	
18.0	0.4×0.4	23.0	870	708	770	839	746	1 427	947	933	810	941	963	750
	0.45×0.45		1 024	819	893	988	861	1 715	1 132	1 103	936	1 060	1 133	850

为了检验估算的单桩承载力是否与实际情况相符，为设计提供更可靠的依据。在主楼部位做了5根动试桩。试桩结果表明西侧持力层为粉土粉砂的单桩垂向容许承载力为898kPa，东侧为772kPa。由于歇桩期短，地基土应力尚未恢复，试桩结果偏低，测试成果如附图3所示。



附图3　$p_a \sim \sum E$ 曲线

（三）桩基沉降计算

选用第二桩端持力层的最大问题是地基基础的沉降和不均匀沉降能否满足设计要求，因此对建筑物桩基沉降采用三种方法进行估算。

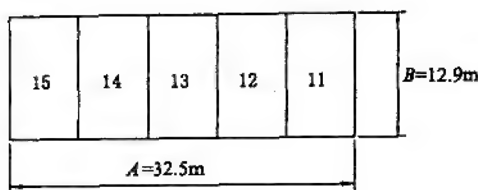
1. 规范法

计算时基础底面积按等效矩形面积代替，荷载按三角形和矩形荷载叠加后作用在矩形基础上，主楼沉降取其两部分荷载沉降之和，即一部分为第12～15层形成的三角形荷载产生的沉降；第二部分为1～11层形成的矩形荷载产生的沉降。结构荷载简化及分布如附图4、附图5所示。沉降量 s 按式（附-3）计算，计算结果为：11层矩形荷载产生的沉降 s_1 = 6.48cm，12～15层三角形荷载产生的沉降 s_2 = 2.93cm。因此，建筑物东侧角点最终沉降量为6.48cm，西侧角点最终沉降量为9.41cm，中心点平均沉降量为7.95cm。

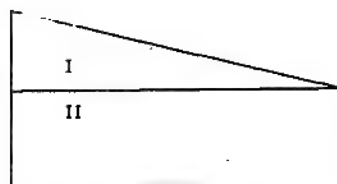
$$s = m_s \sum_{i=1}^{n} \frac{P_0}{E_{s1-2}} (Z_i C_i - Z_{i-1} C_{i-1}) \qquad \text{(附-3)}$$

2. Drucker-Prager 弹塑性有限元分析法

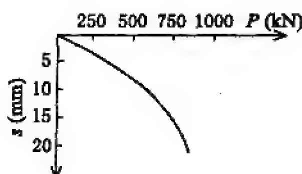
在进行有限元分析时，地基土体采用Drucker-Prager弹塑性模型，桩体与承台采用线弹性模型。经有限元方法计算得到的带承台单桩荷载沉降关系曲线如附图6所示。采用工作荷载作用下群桩沉降比计算得到群桩沉降比为13.2。由群桩沉降比乘以带承台单桩沉降即可得到各部分沉降直接计算值。考虑到结构物各部分之间的相互作用，调整后任意点的沉降值由式（附-4）确定。据此可计算出建筑物基础平面上任意一点处的沉降，其中心点及



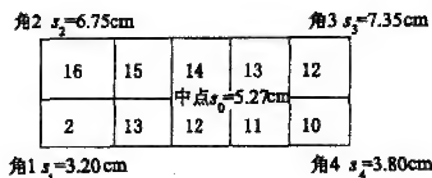
附图 4 结构荷载简化示意



附图 5 荷载分布简化示意



附图 6 带承台单桩荷载 - 沉降关系曲线



附图 7 主楼沉降分布示意

角点的沉降如附图 7 所示。

$$s(x,y) = 0.016\,3x + 0.276y + 3.197 \tag{附 -4}$$

3. 邓肯非线性弹性模型有限元分析法

邓肯提出的土体非线性弹性模型为：

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\varepsilon}{1/E_i + \varepsilon/(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}} \tag{附 -5}$$

在平面应变状态下，邓肯模型的应力增量形式如式(附-6)所示。在单元划分时，由于桩尖以上地基土为软土层，所以不考虑压力扩散角的作用，并将桩基视作一个整体考虑。同时由于建筑物平面为一字形，长宽比约为 1:3，故将三维问题简化为平面应变问题。

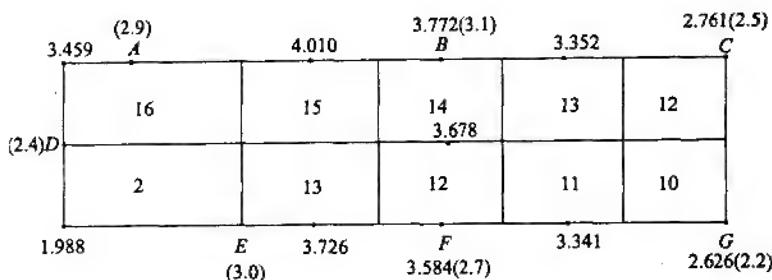
$$\begin{Bmatrix} \Delta\sigma_x \\ \Delta\sigma_y \\ \Delta\tau_{xy} \end{Bmatrix} = \frac{3B}{6B - E}\begin{bmatrix} (3B + E) & (3B - E) & 0 \\ (3B - E) & (3B + E) & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}\begin{Bmatrix} \Delta\varepsilon_x \\ \Delta\varepsilon_y \\ \Delta\tau_{xy} \end{Bmatrix} \tag{附 -6}$$

利用邓肯模型计算出荷载全部加上后的沉降量如附图 8 所示。根据地基土的固结理论，建筑物竣工后还存在着固结沉降，推算出的建筑物最终沉降量将达到 7.0~8.0cm。

通过三种方法计算出的沉降值比较接近，基础倾斜值在 0.001~0.004 2。若考虑到实际沉降略小于计算值，则实际倾斜值不会超过高层建筑的地基容许变形值。经过三种不同方法的计算，均证明采用第二桩端持力层时，建筑物的变形值能满足规范要求，为采用第二桩端持力层提供了准确的理论依据。利用邓肯模型计算出的建筑物竣工时的沉降值以及竣工时的实测沉降值如附图 8 所示。由图可见，两者比较接近，说明采用的计算方法是合理的。

(四)副楼基础方案的选择

2 层副楼位于主楼西侧，高 8.0m，采用框架结构。原设计考虑到软土地基产生的负摩



附图 8　邓肯模型有限元计算值与实测值(带括号者)的对比　(单位:cm)

阻力可能对主楼边桩产生较大影响,故拟采用桩基础。因副楼荷载较小,该地区一般利用表层 2.0m 厚、呈软可塑状态的粘土"硬壳层"作为浅基础持力层。但采用浅基础时对主楼边桩的影响有多大,则应进行定量分析。按其地基土条件,当副楼采用柱下条形基础、埋深 1.5m 时,基底附加应力为 42kPa。按规范法计算压缩层厚度为 11.8m,最终沉降量 9.77cm。由于副楼的垂向沉降大于主楼,土对桩将产生一定量的负摩擦力。根据场地软土的分布可知,计算中性点的深度 $Z=12.6$m,桩的负摩阻力按有效应力法由式(附-7)确定。结果表明,副楼将对主楼边桩产生 7.5kPa 的负摩阻力。因其值较小,故副楼采用条形浅基础是可行的。

$$q_n = k\operatorname{tg}\varphi\delta_v' = k\operatorname{tg}\varphi(\delta_z + \gamma Z - k_w\gamma_w h) \qquad (附\text{-}7)$$

(五)基坑开挖与降水施工方案的设计

主楼基坑开挖深度为 5.0m,施工中对基坑支护及降水问题的处理是否得当,将对工程质量和周围环境产生一定的影响,应进行慎重的设计和定量的分析评价。

1. 基坑边坡稳定性分析

场地埋深 16.0m 以内土层的天然重度厚度加权平均值 $\bar{\gamma}=17.8\text{kN/m}^3$,直剪抗剪强度指标厚度加权平均值 $\bar{C}=9.9$kPa、$\bar{\varphi}=9°$,应用泰勒图解法计算得到的垂直开挖稳定坡高为 2.14m,远小于实际开挖深度,因此必须采取支护措施才能进行深基坑开挖。

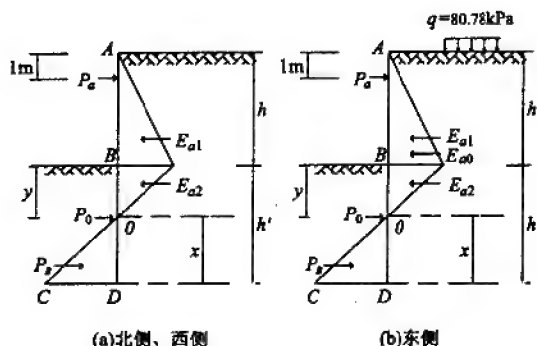
2. 基坑支护方案

基坑支护设计方案为单锚护坡桩,护坡桩的类型建议采用钢筋混凝土预制桩,锚杆设在地面以下 1.0m 处。

(1)基坑北侧、西侧护坡桩入土深度的确定。埋深 16.0m 以内土层略去粘聚力 C,则相应的等效内摩擦角 φ 取 14.0°,采用朗肯土压力理论计算护坡桩入土深度。其计算简图如附图 9(a)所示。主动及被动土压力系数(k_a、k_p)分别为 0.61 和 1.638,显然基坑开挖面处的主动土压力强度 $P_b=\gamma k_a h=54.29$kPa。土压力强度等于零的 0 点距基坑开挖面的距离为:

$$Y = \frac{P_b}{\gamma(k_p - k_a)} = 2.987(\text{m}) \qquad (附\text{-}8)$$

按简支梁计算 y 深度处的反力 P_0 和锚杆拉力 Pa,对 0 点取矩,需满足 $\sum M=0$。据此可求出所需锚杆拉力 $Pa=113.1$kN。取安全系数为 1.35,则设计锚杆拉力 $R=152.7$kN。



附图 9 基坑单锚护坡桩入土深度计算简图

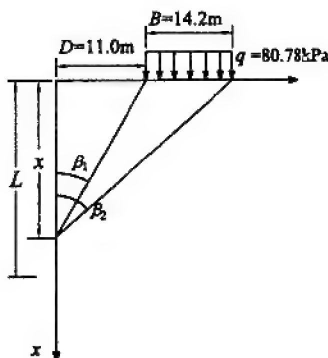
由水平向力的平衡方程$\sum F=0$,得出 $P_0=63.6\text{kN}$。根据 P_0 和墙前被动土压力对桩底端 D 点力矩相等的条件,得 $X=4.567\text{m}$,则

$$h' = Y + X = 7.55(\text{m}) \qquad (附\text{-}9)$$

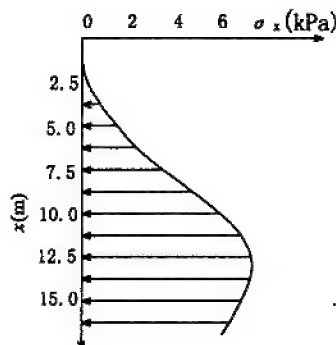
取安全系数为 1.15,则基坑开挖面距桩端的设计深度 $h_0=1.15h'=8.66\text{m}$。显然基坑北侧和西侧单锚护坡桩设计长度为 $L=5+8.66=13.66\text{m}$,取 $L=14.0\text{m}$。

(2)基坑东侧护坡桩入土深度的确定。基坑东侧距新建 4 层办公楼很近,应考虑到该楼对护坡桩的影响 (如附图 10 所示),办公楼的基底压力 $q=80.78\text{kPa}$,地基内任意点的水平应力为:

$$\sigma_x = \frac{q}{\pi}(2\varepsilon - \sin 2\varepsilon \cdot \cos 2\varphi) \qquad (附\text{-}10)$$



附图 10 基坑东侧水平应力计算图



附图 11 基坑东侧水平应力分布图

式中,$2\varepsilon=\beta_2-\beta_1$;$2\varphi=\beta_2+\beta_1$。护坡桩距地表深度 x 处的β_1、β_2 可由附图 10 确定。根据式(附-10)获得的水平应力分布如附图 11 所示。若现有 4 层办公楼作用在护坡桩上的水平应力之和为 E_{aa},考虑办公楼附加荷载的影响,基坑东侧护坡桩入土深度的计算模式如附图

9(b)所示。据计算,东侧护坡桩总长度 $L=16.0\text{m}$,入土深度 11.0m。

3. 护坡桩稳定性验算

对于基坑北侧、西侧边坡,其桩长 $L=14.0\text{m}$,入土深度 9.0m,取滑移面底部切点位于埋深 15.0m 处粉质粘土的顶板(如附图 12 所示),$R=10.0\text{m}$,则

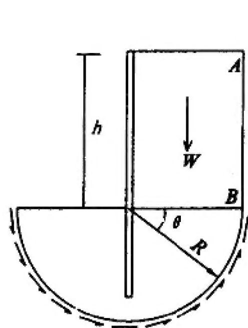
$$K=\frac{R\sum W\cos\beta\text{tg}\varphi+R\sum CL}{\frac{1}{2}\gamma hR^2}=1.52 \tag{附 -11}$$

对于基坑东侧边坡,其滑移面底部切点取桩端点处,其稳定安全系数为 2.78,均大于 1.5,说明护坡桩是稳定的,不会发生基坑底部隆起破坏的危险。

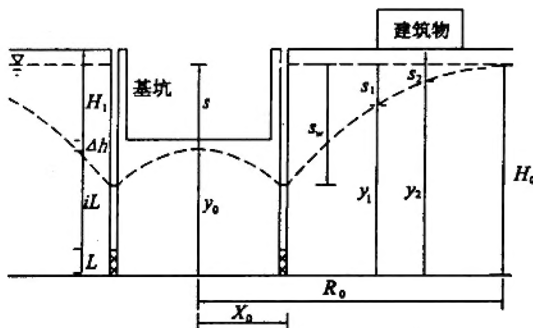
4. 基坑降水设计

基坑降水设计计算模式如附图 13 所示。基坑宽 $B=17.0\text{m}$,长 $A=41.0\text{m}$,深 $H_1=5.0\text{m}$,轴线水位降至坑底下 $\Delta h=1.0\text{m}$ 处。原地下水位埋深 0.9m,采用 0.6m 的大口径井抽水,滤管长度 $L=1.0\text{m}$,井点距坑壁 1.0m,渗透系数 k 的厚度加权平均值为 0.266m/d。

(1)井管埋设深度 H 的计算。井管距基坑轴线的水平距离 $L=\frac{1}{2}\times17+1+\frac{1}{2}\times0.6$



附图 12 基坑边坡稳定性计算示意图



附图 13 坑基降水计算模式

$=9.8\text{m}$,井管埋深 H 为:

$$H\geqslant H_1+\Delta h+iL+1=8.0(\text{m}) \tag{附 -12}$$

场地埋深 10.5m 以下的土层为不透水的淤泥质粘土,而 10.5m 以上多为夹薄层粉土、具带状构造的淤泥质粉质粘土及中厚层的粉质粘土,故井点埋深可取 $H=11.0\text{m}$。抽水井为完整井。含水层厚度 H_0 取 10.1m。

(2)抽水井数量的确定。井点围成的面积 $F=817\text{m}^2$,则假想大口径井的半径为:

$$X_0=\sqrt{\frac{F}{\pi}}=16.1(\text{m}) \tag{附 -13}$$

抽水影响半径根据吉哈尔特公式确定如下:

$$R=10s\sqrt{k}=26.3(\text{m}) \tag{附 -14}$$

$$R_0=R+X_0=42.4(\text{m}) \tag{附 -15}$$

所需抽水井组的总流量 Q 为:

$$Q = 1.366k\frac{(2H_0 - s)s}{\lg(R_0/X_0)} = 69.2(\mathrm{m^3/d}) \qquad (附 -16)$$

选取各井降深 $s_w = 7.0\mathrm{m}$，当井数 $n = 12$ 时，每口井的流量 q 为：

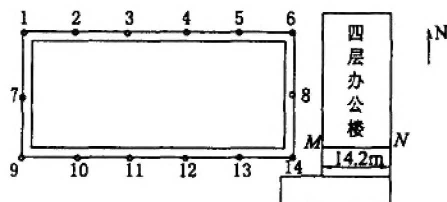
$$q = 1.366k\frac{(2H_0 - s_w)s_w}{\lg(R_0^n/n\gamma_w X_0^{n-1})} = 5.89(\mathrm{m^3/d}) \qquad (附 -17)$$

设计抽水总流量 Q' 为：

$$Q' = n \cdot q = 70.7(\mathrm{m^3/d}) \qquad (附 -18)$$

显然，$Q' > Q$。可见，当井数 $n = 12$ 时已能满足设计要求。考虑到施工中可能出现死井情况，井点数量应较设计井数增加 15%，故实需井点数为 14 口。

(3)井点的布置。为了均匀地布置井点，在东西方向的间距取 8.6m，南北方向的间距取 9.5m，井点布置方案如附图 14 所示。



附图 14　井点布置示意图

(4)抽水流量及降水深度检验。按上述井点布置方案，计算抽水系统的实际总流量为 $68.3\mathrm{m^3/d}$，平均每口井实际流量为 $4.87\mathrm{m^3/d}$，计算基坑轴线中心点 0 处水位实际降深为 5.094m，与 5 + 0.1 = 5.1m 相近，说明井点布置合理，满足降水要求。

五、基坑开挖与降水对周围环境的影响评价

(一)基坑开挖对环境的影响

在土压力作用下，护坡桩会发生一定的水平位移，由此引起的地面沉陷往往会对周围建筑物造成不同程度的破坏。

1. 基坑东侧护坡桩水平位移估算

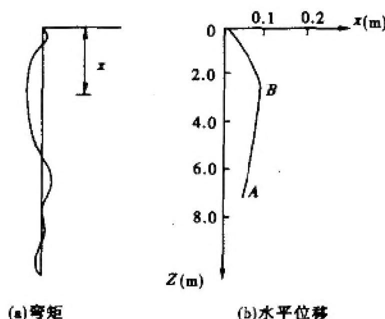
基坑东侧采用的护坡桩为 0.4m×0.4m 的钢筋混凝土预制桩，桩身弹性模量 E 为 $3.0\times10^4\mathrm{MPa}$，相应的抗剪刚度 B_d 为 $5.43\times10^9\mathrm{MPa}$，埋深 16.0m 范围内土层的厚度加权平均压缩模量 E_{s1-2} 为 3.562MPa，泊松比为 0.42，换算成相应的变形模量 E_0 为 13.953MPa，则其特征值为：

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{E_0}{4B_d}} = 2.83\times10^3(1/\mathrm{cm}) \qquad (附 -19)$$

基坑护坡桩受力如附图 9 所示，采用文克尔地基模型条件下的弹性地基梁方法计算护坡桩的水平位移。计算得到的护坡桩弯矩如附图 15 所示，其最大弯矩为：

$$M_{max} = Pax^3 - Pbx^3\frac{h}{6} = 434.5(\mathrm{kN\cdot m}) \qquad (附 -20)$$

土压力 E_a：



附图 15　护坡桩弯矩与水平位移

$$E_a = \frac{1}{2}\gamma k_a h^2 + \frac{1}{2}\gamma h k_a Y + E_{aax} = 279.86(\text{kN}\cdot\text{m}) \quad (附 -21)$$

简化成该点集中力：

$$E_0 = 279.86(\text{kN}) \quad (附 -22)$$

$$h_0 = \frac{M_{\max}}{E_0} = 1.55 \times 10^2(\text{cm}) \quad (附 -23)$$

$$\beta h_0 = -0.4387 \quad (附 -24)$$

最大弯距处产生的水平位移 y 为：

$$y = y_0 + y_1 = \frac{1+\beta h_0}{2B_d\beta^3}E_0 + \frac{1+2\beta h_0}{2B_d\beta^2}E_0 h = 6.382 + 1.972 = 8.35(\text{cm}) \quad (附 -25)$$

护坡桩水平位移面积为：

$$S_W = \int_0^{8.13}(-0.0044x^2 + 0.0402x)\mathrm{d}x = 0.541(\text{m}^2) \quad (附 -26)$$

2. 最大沉陷距基坑的距离

最大沉陷距基坑距离按下式计算

$$X_m = \frac{X_0}{2}\left[l + \ln\left(l - \frac{\Delta\delta}{2}\right)\right] \quad (附 -27)$$

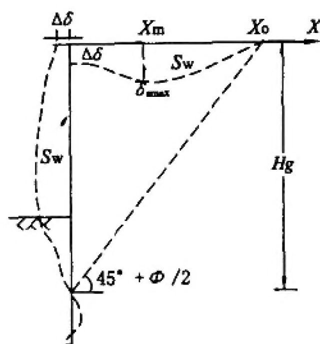
$$a = \frac{\frac{4X_0^2\Delta\delta}{e} + 2mX_0 + \left[\left(\frac{4X_0^2\Delta\delta}{e} + 2mX_0\right)^2 + 4m^2X_0^2\left(\frac{4}{e}-1\right)\right]^{1/2}}{2X_0^2\left(\frac{4}{e}-1\right)} = 0.358 \quad (附 -28)$$

式中符号含义如附图 16 所示，据此计算得 $X_m = 3.08\text{m}$。

3. 地面最大沉降值

地面最大沉降值按式(附-29)计算

$$\delta_s\sigma_m = a\left\{1 - \exp\left(\frac{X_m}{X} - 1\right)\right\} = 15.3(\text{cm}) \quad (附 -29)$$



附图 16 地面沉降估算模式

以上计算表明,护坡桩水平位移引起的地面沉降范围未达到现有 4 层办公楼的基础边线,故对其没有影响。在施工中应注意的是,基坑开挖出的土方应及时运走,避免因基坑边缘大量堆土而增加地面沉降范围,从而对东侧办公楼产生不利影响。

实际施工时,实测护坡桩水平位移为 3.5~5.0m,沉陷影响范围距坑边 5.0~6.0m,最大沉陷量小于 13.0cm,最大沉陷点距坑边 3.0m 左右,估算值与实测值比较接近。

(二)基坑降水对环境的影响

根据吉哈尔特公式确定的降水影响半径为 26.3m,东侧 4 层办公楼正处于影响范围内,水位下降将引起办公楼的附加沉降。为此选取办公楼基础内外两边缘点 M、N(如附图 14 所示)进行沉降估算。抽水系统对 M、N 点有影响的井点及其距离如附表 3 所示,抽水引起的水位降深可按式(附-30)计算

$$s = H_0 - \sqrt{H_0^2 - \frac{Q}{1.366K}\left[\lg R_0 - \frac{1}{n}\lg(x_1 \cdot x_2 \cdot \cdots \cdot x_n)\right]} \qquad (附\text{-}30)$$

附表 3　　对 M、N 点有影响的井点及其距离

M点	井　号	5	6	8	12	13	14	$Q(m^3/d)$	N点	井　号	8	14	$Q(m^3/d)$
	X(m)	25.9	21.0	13.1	26.2	17.6	9.0	29.2		X(m)	25.0	23.2	9.74

由上式计算得到的 M、N 点的水位降深分别为 1.65m 和 0.33m。由于水位下降导致地基土附加应力增加,从而引起地面沉陷。东侧办公楼的基础尺寸为 42.6m×14.2m,基础埋深 1.05m,基底压力 80.78kPa。其附加压力 $P_{oz} = 80.78 - 2 \times 10.5 = 59.8$kPa,故压缩层厚度可定为 $Z_h = WB(CP_{oz} + 1) = 12.9$m。根据附加应力法得到的降水而引起的 M、N 点的附加沉降分别为 7.83cm 和 1.83cm,两点沉降差为 6.0cm。建议打入隔水排桩作为防水帷幕。墙前打回灌水井,对办公楼在施工中采取防护措施。经施工时采取高压灌水措施后,实测前檐墙下沉 1.70~1.83cm,后檐墙下沉 0.50~0.81cm,说明采取的防护措施是有效的。

六、结束语

本工程的勘察满足了设计要求,提供的设计参数合理、可靠,桩尖位置经济准确,计算内容精确,施工设计方案合理可行,并均已被采纳,得到了设计、施工单位及甲方的好评。